

ARMIERTER BETON.

1919. JANUAR.

INHALT

Rückblicke und Ausblicke im Eisenbetonbau. Besprochen von E. Probst. S. 1.

War die bisherige Bestimmung von Rahmenquerschnitten mit dem Mittenmoment wirklich falsch? Von H. Schlüter, z. Z. Krombach, Kr. Siegen Oberingenieur der Firma Ed. Burbach. S. 3.

Eine neue Methode zur Bestimmung der Durchbiegungen vollwandiger Träger. Von Dr. techn. Josef Vinzenz, Prag, k. k. deutsche techn. Hochschule. S. 9.

Stellungnahme gegen Äußerungen über die Eisenbetonbauweise. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 11.

Selbstanzeige: Der Ortspfahl, System Zimmermann (D. R. P.). S. 13.

Der zweistielige unsymmetrische eingespannte Rahmen. Von Ingenieur Carl Ritter, Klotzsche-Königswald. S. 15.

Literaturschau. Bearbeitet von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 19.

Verschiedene Mitteilungen. S. 23.

RÜCKBLICKE UND AUSBLICKE IM EISENBETONBAU.

Besprochen von E. Probst.

Nach nahezu viereinhalbjähriger Abwesenheit vom Berufe, nach meiner Rückkehr, übernehme ich auch wieder die Tätigkeit an der Zeitschrift, die nunmehr seit über 10 Jahren an der wissenschaftlichen Erforschung des Eisenbetons mitzuarbeiten bemüht ist. Seit August 1914 lag die ganze Arbeit in Händen des Kollegen Foerster, dem ich für seine Mühewaltung besonders danken möchte. Wenn es gelungen ist, die Zeitschrift über die Kriegszeit hinwegzuführen trotz der Schwierigkeiten, die teils durch Mangel an geeignetem Material, teils durch Zensurmaßnahmen bedingt waren, so soll dies ein neuer Ansporn sein, die Zeitschrift mit vereinten Kräften in demselben Geiste weiterzuführen wie vor dem Kriege. Sobald erst ruhigere und geregeltere Zeiten kommen, soll auch den geänderten allgemeinen und wirtschaftlichen Verhältnissen Rechnung getragen und die Zeitschrift entsprechend ausgebaut werden. Das Bestreben dieser Zeitschrift, das die Unterstützung namhafter Fachgenossen gefunden hat, sachlich und unpersönlich nur der Wissenschaft zu dienen, hat sich auch durch den Krieg nicht geändert, und es ergeht hierdurch an alle Fachgenossen die Aufforderung, trotz der ernsten und schwierigen Zeiten, in denen wir leben, unsere Bestrebungen zu unterstützen und an dem Wieder- und Wiederaufbau des Wirtschaftslebens mitzuarbeiten, bei dem zweifellos dem Eisenbetonbau ein wichtiger Platz zugewiesen ist. Ganz andere wirtschaftliche Verhältnisse sind es, denen wir entgegengehen, große Aufgaben harren des Ingenieurs im Bauingenieur- und Hochbauwesen. Die zu erwartende vollkommene Umwälzung in der Beschaffung der Rohstoffe rückt den Beton- und Eisenbetonbau noch mehr in den Vordergrund, als es bisher schon der Fall war. Vorher ist es aber dringend erforderlich, an der wissenschaftlichen Klärung oder Lösung einer ganzen

Reihe von Aufgaben zu arbeiten, die zum Teil schon vor dem Kriege in Angriff genommen waren.

Während des Krieges ist, soweit dies aus der Literatur zu erkennen ist, kein wesentlicher Fortschritt auf wissenschaftlichem Gebiet zu verzeichnen, obgleich einige große neue Aufgaben an den Eisenbeton herangetreten sind. Man hat im Gegenteil das Gefühl, daß in einzelnen Fragen eher eine Verwirrung als eine Klärung der Begriffe eingetreten ist. Der große Bedarf an Bindemitteln zu Kriegsbauten hat die reinliche Scheidung der Güte, Verwendungsmöglichkeit und der Wirtschaftlichkeit der Bindemittel und Zusatzstoffe vollkommen durcheinander geworfen. Vielfach konnte man an Stelle erprobter Zemente wegen des großen Bedarfs auch die sonst nur zu besonderen Zwecken oder als Zusatzmittel verwendeten hydraulischen Zusatzmittel an ungeeigneten Stellen verwenden sehen. Diese Notbehelfe könnten nur zum Schaden der Entwicklung des Eisenbetonbaues im kommenden Frieden weiterbestehen. Soweit es nicht schon vor dem Kriege einwandfrei klar war, in welchen Zweigen des Bauwesens die verschiedenen Zemente und hydraulischen Zuschläge mit Vorteil zu verwenden sind, gehört es den zu den wichtigsten und ersten Aufgaben der wissenschaftlichen Forschung, die einzelnen Verwendungsgebiete abzugrenzen. Die Forschungen müßten aber mehr, als dies vorher geschah, den Standpunkt des Verbrauchers, des entwerfenden Ingenieurs, berücksichtigen.

Die weitverbreitete Anwendung von Beton und Eisenbeton zu Kriegsbauten und bei Bauwerken der Kriegswirtschaft hat die Vorzüge der Bauweise besonders vor Augen geführt trotz wiederholter unsachgemäßer Anordnungen technisch nicht richtig oder weniger vorgebildeter verantwortlicher Leitung. Ohne bei dieser Ge-

legenheit näher darauf einzugehen, sei doch darauf hingewiesen, wie sehr die Güte und die Wirtschaftlichkeit von Bauwerken, insbesondere Eisenbetonwerken, darunter litten, daß der Fachmann während des Krieges nicht den ihm zukommenden Einfluß besaß, und vielfach Laien die Stellen einnahmen, die besondere Fachkenntnisse erfordert hätten.

Vor dem Kriege stand das Bauwesen, in erster Linie das Hochbauwesen, im Zeichen eines starken Wettbewerbs zwischen Eisen- und Eisenbetonbau, obgleich es m. E. unschwer gewesen wäre, einen gerechten Ausgleich zwischen den einzelnen Verwendungsgebieten zu schaffen. Dieser Kampf dürfte jetzt wohl zu Ende sein, und es gehört keine besondere Sehergabe dazu, ein Urteil darüber auszusprechen, zu wessen Gunsten. Für den Eisenbetonbau ist die Zeit außerordentlich günstig, wenn man bedenkt, daß außer seinen Vorzügen die Wirtschaftlichkeit der Bauweise in der kommenden Zeit von besonderer Bedeutung ist. Rohmaterial für die Bindemittel ist in ausreichendem Maße vorhanden; die Zuschlagstoffe sind überall zu finden, und neben einem Stamm gelernter Handwerker lassen sich bei allen großen Eisenbetonbauten eine große Anzahl ungelernter Arbeiter verwenden. Es werden also Eisenbetonbauten sehr geeignet sein, der zu erwartenden Arbeitslosigkeit zu steuern, was nicht unberücksichtigt bleiben darf. Allerdings müssen alle in Betracht kommenden Fachkreise beizeiten den geänderten wirtschaftlichen Verhältnissen Rechnung tragen. Dazu gehört in erster Linie eine durchgreifende Änderung der Arbeitsmethoden und der Bautenprüfungen.

Wenn man bedenkt, wie sehr die Güte des Bauwerks von der Zubereitung und der Verarbeitung des Betons abhängt, wird man diesen beiden Fragen die größte Aufmerksamkeit zuwenden müssen. Der trockene, der Stampfbeton hat eine Daseinsberechtigung schon lange verloren. Die Mühe und die Zeit, die neben einer großen Zahl von Arbeitskräften dabei zur Anwendung kommen, stehen in keinem Verhältnis zu den dadurch für das Bauwerk erreichbaren Sicherheiten. Wenn man ferner bedenkt, wie sehr eine Verschiebung der Arbeitslöhne und Materialpreise in anderer Richtung als vor dem Kriege zu erwarten ist, so folgt daraus, daß man in Zukunft weniger beim Material als an Arbeitslöhnen wird sparen müssen. Diese Gründe allein genügen schon, um mehr, als es bisher geschah, auf die Verwendung des nassen, des gegossenen Betons hinzuwirken, der auch andere Vorteile bietet.

Aus wirtschaftlichen Gründen wird auch auf größere Sparsamkeit und eine bessere Ausnutzung der Schalungen gesehen werden müssen. Es wird eine dankbare Aufgabe für den Eisenbetoningenieur sein, nach Mitteln zu sinnen, die zu ge-

wissen Normen und einer teilweisen fabriksmäßigen Herstellung von Schalungen führen, nicht nur um zu sparen, sondern auch um eine größere Übersichtlichkeit und eine bessere Überwachung der Ausführung zu ermöglichen. Dieselben Gesichtspunkte werden auch bei der Vorbereitung der Eiseneinlagen zu berücksichtigen sein.

Auf dem Gebiete der Bautenprüfungen ist eine Reorganisation dringend erforderlich. Was vor dem Kriege als Baupolizei die statischen Berechnungen und die Bauausführungen zu prüfen hatte, war vielfach seiner Aufgabe nicht gewachsen. Von einer wirklich sachgemäßen Prüfung und Beaufsichtigung von Eisenbetonbauwerken war selten etwas zu merken; die Behörde, die beaufsichtigen sollte, war vielfach ein Hindernis jeder gesunden Entwicklung. Das Personal war nur selten mit den Eigenheiten der Bauweise vertraut, und so kam es, daß amtliche Vorschriften manchmal, an sich schon vieldeutig, mißdeutet oder mißverstanden wurden. Bei einem einfachen Hochbau mußten oft vom entwerfenden Ingenieur oder dem ausführenden Unternehmer Stöße von statischen Berechnungen zur Prüfung vorgelegt werden. Sie wurden auch bis auf Dezimalstellen genau nachgerechnet, aber um die Vorbereitungen und Bauausführungen kümmerte sich die bauprüfende Behörde wenig oder gar nicht. Sie überschätzte oft den Wert der statischen Berechnung sehr zum Nachteil der besonderen Eigenart der Eisenbetonbauweise, und so kam es vor, daß baupolizeilich geprüfte und abgenommene Bauten manchmal sogar nach der Abnahme ganz oder teilweise einstürzten. Die Frage, ob sich diese unhaltbaren Zustände beseitigen lassen, ist unzweideutig zu bejahen. Gewiß ist eine gediegene Bauunternehmung, die auf ihren guten Ruf bedacht ist, eine Gewähr für eine gute und sachgemäße Ausführung, aber da es auch unzuverlässige Unternehmungen gibt, müssen die Bautenprüfungen durch Staat und Stadt einheitlich geregelt werden. Ohne heute schon diesbezüglich eingehende Vorschläge anzugeben, genüge nur darauf hinzuweisen, daß Bautenprüfungen durch selbständige, beratende Ingenieure mit entsprechender Vorbildung und Erfahrung nicht nur für den ausführenden Bauunternehmer, sondern auch für die Aufsichtsbehörde weit mehr Sicherheit bieten als der teure Apparat von zum Teil nicht genügend sachkundigen Beamten. Es muß aber für eine gediegene wissenschaftliche Ausbildung der beratenden Ingenieure Sorge getragen werden. Innig verknüpft mit dieser Frage ist daher die Frage der Ausbildung der Bauingenieure und Architekten im Eisenbetonbau.

Man kann von der Technischen Hochschule nicht verlangen, die Ausbildung so weit zu fördern, daß nach Zurücklegung der Studien für die Praxis vollkommen brauchbare Techniker entlassen

werden. Wohl aber kann man im allgemeinen verlangen, daß den jungen Ingenieuren und Architekten diejenige wissenschaftliche Grundlage mitgegeben wird, auf der sie aufbauen, wissenschaftlich selbständig weiterarbeiten und mit Verständnis an die Anforderungen der Praxis herantreten können. Es ist ein leider auch in Fachkreisen weitverbreiteter Irrtum, daß durch eine gründliche Vorbildung im Eisenbetonbau eine für die Hochschule mit Recht nicht erwünschte, zu weitgehende Spezialisierung gefördert wird: Dazu ist die Hochschule nicht da. Wohl aber kann man verlangen, daß die jungen Bauingenieure und Architekten das Verständnis für eine Bauweise (nicht nur Baumaterial) mitbringen, die eine vollständige Umwälzung im Bauwesen herbeigeführt hat. Für den Bauingenieur ist eine gründliche Vorbildung in der Baustatik unerlässlich, sie genügt aber für das Verstehen der Eisenbetonbauweise nicht: Der Unterschied gegenüber Eisen-, Stein- und Holzbauten besteht darin, daß der Ingenieur sich nicht nur um die Herstellung des Materials, sondern auch um dessen Verarbeitung zu kümmern hat, und daß er sich mit dem Entwurf und der statischen Berechnung den fast bei jedem Bau verschiedenen Eigenheiten des Baumaterials anpassen hat. Entwurf, Material und Bauausführung bilden ein untrennbares, zusammenhängendes Ganzes. Der Eisenkonstrukteur hingegen findet bestimmte Voraussetzungen für Entwurf und statische Berechnung vor, und die Güte der Bau-

ausführungen ist durch die Werkstätte gewährleistet. Daraus geht hervor, daß der in allen Zweigen des Bauwesens verbreitete Eisenbeton eine ganz andere Ausbildung erfordert. Die Eigenheiten des Materials und der Bauweise, die zahlreichen Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung, die zum Rüstzeug des Eisenbetonfachmannes gehören, müssen von der Hochschule mitgegeben werden. Es sind Grundlagen, die nicht in der Praxis erlernt werden können. Deshalb wäre zu wünschen, wenn in Zukunft auch die in der Praxis bereits lange Jahre tätigen Fachleute von Zeit zu Zeit an der Hochschule ihre Kenntnisse durch Teilnahme an wissenschaftlichen Untersuchungen und ergänzenden Kursen über deren Ergebnisse vervollkommneten, soweit sie nicht selbst in der Lage waren, neben ihrer praktischen Tätigkeit wissenschaftlich weiterzuarbeiten.

Der in der angedeuteten Weise vorgebildete Fachmann, der über praktische Erfahrungen verfügt, wird nicht nur in der Lage sein, die Sicherheit der Ausführung von Bauwerken zu gewährleisten, sie wirtschaftlich zu gestalten, sondern auch jeweils die geeignetsten Mittel für eine zuverlässige Bautenprüfung anzugeben.

Im vorstehenden habe ich versucht, kurz auf einige allgemeine Fragen einzugehen, die für die weitere Entwicklung des Eisenbetons von grundlegender Bedeutung sind, und behalte mir vor, auf einzelne Fragen im besonderen mit Vorschlägen zurückzukommen.

WAR DIE BISHERIGE BESTIMMUNG VON RAHMENQUERSCHNITTEN MIT DEM MITTENMOMENT WIRKLICH FALSCH?

Von H. Schlüter, s. Z. Krombach, Kr. Siegen.

Oberingenieur der Firma Ed. Burbach.

In den Heften 11 und 12/13 der Zeitschrift Beton und Eisen, Jahrgang 1915, veröffentlicht Herr Ingenieur Löser einen Artikel, überschrieben: „Kritik und Richtigstellung der gebräuchlichen Methoden zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf Biegung und auf Druck. Herr Dr.-Ing. Kunze verfolgt in der Monatsschrift „Armiertes Beton“, beginnend mit dem Augustheft 1916, den Löserischen Gedanken weiter. Beide Arbeiten bringen neue Verfahren für die Behandlung exzentrisch beanspruchter Querschnitte, namentlich bei der Berechnung von Rahmen, für die sie die Notwendigkeit feststellen, die Momente auf die statische Achse anstatt, wie bisher, auf die Mitte des Querschnittes zu beziehen; Herr Löser kommt dabei insbesondere zu dem Schlusse, daß alle bisherigen Berechnungen mittels des Mittenmomentes falsch gewesen seien.

So weitgreifende Änderungen einer bisher gebräuchlichen Berechnungsart können gewiß

nicht ohne genaueste Prüfung über ihre Berechtigung von der Allgemeinheit hingenommen werden, zumal es den Eisenbetonpraktikern bei der Vielgestaltigkeit der Eisenbetonberechnungsweise nicht daran gelegen sein kann um eine neue Methode der Berechnung bereichert zu werden, sofern diese nicht wenigstens — abgesehen von der Richtigkeit der Theorie — eine Verbesserung im praktischen Sinne bringt.

Im nachfolgenden versuchte ich eine solche Prüfung vorzunehmen. Sie führt zu dem Ergebnis, daß der Angriff gegen die bisherige Berechnungsweise unbegründet ist und gegen die Anwendung der neuen Methode in der Praxis schwerwiegende Bedenken bestehen.

Die Prüfung der Arbeiten fordert eine sehr klare Vorstellung der vorliegenden statischen Verhältnisse, insbesondere eine scharfe Auseinanderhaltung der statischen Gesichtspunkte im

allgemeinen und des eigentümlichen Kräftebildes im Innern eines Eisenbetonquerschnittes, wenn man den Kern der Frage, um die es sich handelt, erfassen will.

Bei dieser Sachlage muß ich zunächst die Einleitungen, die die genannten Herren ihren Arbeiten vorausschickten, hier wiedergeben. Herr Löser schreibt (B. u. E. 1915, H. 11, S. 155):

„In dem grundlegenden Werk „Der Eisenbetonbau“ hat Professor Dr. Mörsch schon 1902 eine Methode zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf Biegung und Druck angegeben mit dem „auf die Querschnittmitte bezogenen Moment“ als Ausgangspunkt. Da bei Erscheinen des genannten Werkes der Rahmenbau noch nicht entwickelt war, ist es erklärlich, wenn damals die Unmöglichkeit, für Rahmenquerschnitte das auf die Querschnittmitte bezogene Moment zu finden, noch nicht in Erscheinung trat. Erstaunlich ist dagegen, daß die große Zahl der späteren Bearbeiter des gleichen Themas bis heute unentwegt an dem für Rahmen unbrauchbaren und unmöglichen Ausgangspunkt des auf die Mitte bezogenen Momentes festhalten. Vergebens sucht man in den zahlreichen Rechnungsbeispielen einen Hinweis, wie man das auf die Mitte bezogene Moment findet. In den Beispielen ist dieses Moment oder — je nach der Darstellung — die Entfernung der Normalkraft von den Querschnittsrändern immer schon rechtzeitig da, bevor die Rechnung beginnt. Über die Herkunft dieser Größen herrscht indessen tiefes Schweigen.“

„Die vorliegende Arbeit bezweckt nun den Nachweis, daß im Rahmenbau „das auf der Querschnittmitte bezogene Moment“ erst gewonnen werden kann, nachdem alle Abmessungen und die Lage der Nullinie bekannt sind, so daß es eine Unmöglichkeit ist, dieses „auf die Querschnittmitte bezogene Moment“ als Ausgangspunkt zur Bestimmung der Größe x oder der Bewehrung verwenden zu wollen. Alle in der Praxis gebräuchlichen Methoden zur Behandlung des vorliegenden Problems, die von dem „auf die Mitte bezogenen Moment“ ausgehen, sind deshalb unbrauchbar. Dasselbe gilt von den Methoden, die die Abstände der Kraft N von den Querschnittsrändern als am Anfang der Rechnung bekannt und als von x unabhängig voraussetzen. Dies ist unzutreffend. Bekannt und unveränderlich ist lediglich die Entfernung der Stützlinie von der Rahmenachse, während die Schwerpunktlage für den statisch wirksamen Querschnitt von der Lage der Nullinie abhängt, so daß auch die Entfernung der Stützlinie von den Querschnittsrändern bzw. Eisenmittelpunkten keine festen und bekannten Größen, sondern mit x stark veränderlich sind. Die vorliegende Arbeit stützt sich im Gegensatze zu den ge-

bräuchlichen Methoden auf das am Anfange der Rechnung allein bekannte, auf die Schwerachse der statisch wirksamen Querschnittselemente bezogene Moment, welches kurz Achsenmoment genannt wird, und versucht auf dieser Grundlage eine systematische Darstellung der wichtigsten Fragen, die der Praktiker bei Durchrechnung von Eisenbetonrahmen zu lösen hat.“

Herr Dr. Kunze schreibt (Monatsschrift Armiertes Beton, August 1916 Seite 186):

„Mörsch und die auf dessen Ableitung fußenden Verfasser messen die Exzentrizität von der Querschnittmitte aus und beziehen — infolgedessen kommen sie zu richtigen Ergebnissen — die Momente der inneren Kräfte auch auf die Querschnittmitte. Dem gegenüber weist Löser darauf hin, daß man zu Beginn des Entwurfes oft die Lage der Rahmen- oder Gewölbemittellinie noch nicht kennt. Dann ist auch der Abstand der Längskraft von der Rahmenmittellinie, von dem Mörsch gleichfalls ausgeht, zunächst nicht bekannt. Hingegen kennt man von Anfang an, vor allem bei statisch unbestimmten Systemen, den Verlauf der Rahmenachse, wobei unter Rahmenachse der geometrische Ort aller Querschnittsschwerpunkte verstanden ist, die sich aus den statisch wirksamen Flächenelementen ergeben. Löser gibt deshalb eine Ableitung, der die Achsenexzentrizität an Stelle der Mittenexzentrizität bei Mörsch zu Grunde gelegt ist.“

„Die Größe s_0 — der Abstand des Schwerpunktes vom Druckrande — ist bei Beginn der Rechnung noch unbekannt, denn zunächst ist noch nicht bestimmt, wie groß der wirksame Teil des Querschnittes ist. Dieser setzt sich zusammen aus dem fünfzehnfachen Querschnitte der Eisen und dem oberhalb der Nullinie gelegenen Betonquerschnitt der Druckzone des Betons. Da die Lage der Nullinie erst berechnet werden soll, ist am Anfange diese und damit auch der wirksame Teil des Querschnittes, sowie alsdann dessen Schwerpunktlage im Querschnitte unbekannt. Da die Momente auf diese in ihrer Lage im Querschnitte noch unbekannte Achse bezogen werden, wird die Gleichung in x um einen Grad höher als bei Mörsch. Sie wird vierten Grades.“

In der dann folgenden zusammenfassenden Herleitung der Formeln weist Herr Dr.-Ing. Kunze den zwischen der Gleichung dritten und vierten Grades bestehenden Zusammenhang nach. Er drückt die in der gefundenen Gleichung vierten Grades für x enthaltende Achsenexzentrizität e durch die Mittenexzentrizität aus und kommt dann zu der Gleichung dritten Grades für x . Seite 189 fügt dann Kunze den Schlußsatz hinzu:

„Damit ist hinsichtlich der Formeln von Mörsch und von Löser der Nachweis erbracht,

daß eine Formel so richtig ist wie die andere, daß man, wenn man nach Mörsch rechnen will, den Abstand der Längskraft von der Querschnittsmittle aus messen muß, bei Löser's Rechnungsweise hingegen den Abstand der Längskraft von der statischen Wölbachse zu nehmen hat."

Beide Arbeiten leiten Gleichungen vierten Grades zur Bestimmung der x -Lage bei Ausgang vom Achsenmoment ab und bringen Zahlentabellen für die neue Berechnungsmethode.

In einem weiteren Artikel — Monatsschrift *Armierter Beton*, Januar 1917, Seite 14 u. f. — verbreitet sich Herr Löser noch ausführlich über die Umstände, unter denen von der neuen Gleichung bei Rahmenberechnung Gebrauch zu machen ist mit Gegenüberstellung solcher Fälle, die wie bisher behandelt werden können. Dabei heißt es am Schlusse:

1. „Bei allen statisch unbestimmten Tragwerken müssen zur Querschnittsberechnung die neuen vom Achsenmoment ausgehenden Verfahren angewendet werden. Die auf den Mittenmoment beruhenden Verfahren sind unbrauchbar.“

2. „Bei allen statisch bestimmten Tragwerken sind sowohl die alten als die neuen Methoden anwendbar. Bei Benutzung der bequemerer alten Verfahren muß am Anfange der Rechnung die Tragwerksmittellinie gewählt werden, um das Mittenmoment bilden zu können: bei Benutzung der neuen Verfahren muß zu Beginn der Rechnung die Tragwerksachse festgelegt werden, um das Achsenmoment bestimmen zu können.“

Vorweg möchte ich nun dazu bemerken, daß von Fehlern der Art, wie sie nach Ansicht des Herrn Löser gemacht worden sein sollen, keine Rede sein kann. Wenn Herr Löser schreibt:

„Vergebens sucht man in den zahlreichen Rechnungsbeispielen einen Hinweis, wie man das auf die Mitte bezogene Moment findet.“ „In den Beispielen ist dieses Moment oder — je nach der Darstellung — die Entfernung der Normalkraft von den Querschnittsrändern immer schon rechtzeitig da, bevor die Rechnung beginnt.“ „Über die Herkunft dieser Größen herrscht indessen tiefes Schweigen,“

so ist das offenbar eine gründliche Verkennung der Sachlage, und ich brauchte dem nur die oben wiedergegebenen Sätze des Herrn Dr.-Ing. Kunze gegenüberzustellen, der die Voraussetzungen beachtet. Ich werde zeigen, daß sich aus dieser Verkennung der größte Teil der gegen die bisherige Methode vorgebrachten Einwendungen schnell erklärt, insofern auf den wirklich bisher gemachten Fehler in beiden Arbeiten nicht näher eingegangen und daher auch dessen Einfluß auf die Richtigkeit der Rechnung nicht weiter kritisch erwogen worden ist.

Herr Kunze wird der Sachlage gerechter, wie schon erwähnt; und in der Tat kommt es doch, was die Bestimmung der exzentrischen Lage der Normalkraft zu irgend einer Bezugslinie nach der Gleichung $e = \frac{M}{N}$ doch in erster Linie darauf an, daß die vorher stattgefundene Momentenbestimmung sich auf die nämliche Bezugslinie bezog. Ist, wie Herr Löser behauptet, dasjenige Moment, welches die Konstrukteure bisher ermittelt haben, auf die statische Achse und nicht auf die Mitte in Beziehung zu setzen, dann allerdings müssen schwerwiegende Fehler gemacht worden sein, denn die statische Achse liegt meist außerhalb der Mitte, so daß die Lage der Normalkraft — auf diese bezogen — bei dem gleichen Moment weiter über den Querschnittsrand hinausrückt und erheblich größere Spannungen erzeugt werden. Ich halte es für notwendig, auf diese im Grunde genommen einfachen Verhältnisse nachdrücklichst hinzuweisen, weil namentlich die Arbeit des Herrn Löser den Eindruck erweckt, als wären von den Konstrukteuren bisher in diesem Stücke grobe Verwechslungen begangen worden. Ich bin überzeugt, daß jeder Konstrukteur, der bisher die Lage der Normalkraft mit Hilfe des Momentes mit Bezug auf die Mittellinie bestimmt hat, das zu Grunde liegende Moment vorher auch auf diese Linie bezogen hat; und auf die Innehaltung dieser Konsequenz kommt es doch an.

Bei dieser Sachlage aber bleibt nur die Wahl der Mittellinie als Bezugsachse für die Momente an Stelle der statischen Rahmenachse zu beanstanden und vor Vorführung einer ganz neuen Berechnungsweise hätte zunächst erwiesen werden müssen, wie groß denn eigentlich die Fehler sind, die bei Zugrundelegung der Mittellinie als Bezugsachse für die Momente gemacht worden sind und werden. Die dahin gehenden Beispiele des Herrn Löser haben für diesen Nachweis aus der schon oben beleuchteten Sachlage heraus keinen Wert.

Herr Dr.-Ing. Kunze warnt am Schluß seiner Arbeit direkt vor solchen Vergleichen, indem er sagt (August 1916 Seite 199):

„Man muß sich also bei Anwendung dieses Verfahrens bewußt bleiben, daß, — wie bei Mörsch — die Exzentrizität der Längskraft von der Mitte des Querschnittes aus zu messen ist und nicht von der statischen Achse.“

Er sagt das in einer Besprechung eines auf die Mittenexzentrizität aufgebauten Verfahrens von K. Stock, um die Bezeichnung Schwerpunkt wie sie Stock für die Mitte gebraucht hat, als unrichtig hinzustellen, beläßt also dem Verfahren — und darauf will ich eben hinweisen — seine volle Geltung.

Über die Größe der bisher in dem von mir dargestellten Sinne gemachten Fehler geben beide Verfasser keine Beispiele.

Bevor auf die Prüfung der bisher durch die Wahl der Mittellinie als stellvertretende statische Achse bedingten Fehler näher eingegangen wird, sei hervorgehoben, daß beide Verfasser insofern von einem richtigen Grundsatz ausgegangen sind, als sie bestrebt waren, auch bei Rahmen und Gewölben den Grundsatz einer wirkungslosen Betonzugzone zur Geltung zu bringen, nachdem aus den Versuchen von Bach und Graf der Schluß gezogen werden konnte, daß dieser Grundsatz sich auch bei exzentrisch gedrückten Querschnitten bestätigt. Es liegt mir also völlig fern, die Beurteilung der Versuchsergebnisse nach dieser Richtung hin als unrichtig zu bezeichnen. Zur Prüfung der Frage, um die es sich nach meinen obigen Auseinandersetzungen handelt, kommt das, auch gar nicht in Betracht. So richtig der Theorie nach die Übertragung des erwähnten Grundsatzes auch auf Rahmen und Gewölbe, also exzentrisch belastete Konstruktionen, wäre, bleibt doch letzten Endes zur Prüfung des praktischen Wertes der von den beiden Verfassern vorgeschlagenen neuen Berechnungsmethoden immer nur die eine entscheidende Frage bestehen, wie groß die bisher bei Wahl der Mittellinie als stellvertretende Achse gemachten Fehler bei denjenigen Konstruktionen sind, die ohne Annahme oder Voraussetzung einer bestimmten Achsenform nicht statisch untersucht werden können. Wenn in einer in der Zeitschrift „Der Brückenbau“ vom 20. September 1917 Seite 147 veröffentlichten Rezension über das in Buchform erschienene Verfahren von Dr.-Ing. Kunze die neu vorgeschlagene Berechnungsweise daher nur deswegen in Frage gestellt wird, weil die Schlußfolgerung, wie sie Kunze aus den Versuchsergebnissen von Bach und Graf zieht, noch nicht genügend erhärtet sei, so ist das als nach meiner Meinung eine ganz falsche Beurteilung der vorliegenden Arbeiten, die dazu führen muß, den praktischen Wert der Kunzeschen und Lörschen Arbeit zu verkennen, wenn eines schönen Tages die Fachwelt allgemein anerkennt, daß der Grundsatz einer rissefreien Betonzugzone auch bei exzentrisch gedrückten Konstruktionen Geltung hat.

Nach den beiden Verfassern ist die Verbindungslinie aller Schwerpunkte der bei Ausschluß der Betonzugzone noch zur Wirkung gelangenden Querschnittsteile als die wahre Systemachse der Berechnung zu Grunde zu legen. Ist die zu Grunde liegende Theorie richtig, was ich vollkommen anerkenne, so hätte nach meiner Meinung vor Vorführung neuer, nur für diesen Fall geltender Verfahren, untersucht werden müssen, ob die Möglichkeit besteht, die erwähnte statische Achse auch immer der Berechnung zu Grunde zu legen und wie weit die Fehler, die bei Wahl der Mittellinie als Achse gemacht werden, für das Endergebnis ins Gewicht fallen.

Zur allgemeinen Verständlichkeit sei darauf hingewiesen, daß der Theorie nach die statische Achse bei solchen Konstruktionen als Bezugslinie für die Momentbildung gewählt werden müßte, welche ohne vorherige Annahme einer Achse oder einer Bezugslinie überhaupt nicht berechnet werden können, also bei statisch unbestimmten nicht in einer geraden Linie liegenden Konstruktionen. Bei diesen erfolgt nämlich die Berechnung der statisch unbestimmten Größen mit Hilfe der geometrischen Form der Achse oder Bezugslinie, so daß eine Abhängigkeit zwischen dieser und der Größe der gesuchten unbestimmten Auflagerkräfte besteht. Ändert man etwas an der Linienführung der Achse, so ändern sich auch die unbestimmten Auflageraktionen. Die Achse oder die gewählte geometrische Figur des Linienzuges ist dabei charakterisiert als die Verbindungslinie aller Schwerpunkte der in allen Querschnitten zur Mitwirkung gelangenden Querschnittsteile, weil in der Grundgleichung zur Ermittlung statisch unbestimmter Größen

$$L' = \int \frac{M M' ds}{E \times F}$$

die im Integral auftretenden Momente und Trägheitsmomente sich auf die Schwerachse der Querschnitte beziehen. Die Achse läge also stets unabhängig von den auftretenden Spannungen von vornherein fest, so lange der ganze Querschnitt zur Mitwirkung gelangt, wie bei Eisen und Holz; sie ist dagegen ihrem ganzen Verlaufe nach von vornherein nicht ohne weiteres gegeben, wenn nur ein Teil der Querschnitte zur Mitwirkung gelangt, wie es bei Eisenbeton — ein Rahmen von feststehender äußerer Form vorausgesetzt — unter Ausschluß der Betonzugzone der Fall ist. Auf diesem Berechnungsgrundsatz fußend, setzen die Angriffe der beiden Autoren auf die bisherige Berechnungsweise ein. Sie verwerfen die Zugrundelegung der Mittellinie als Achse, weil die theoretisch richtige Achse nach Maßgabe der zur Mitwirkung gelangenden Querschnittsteile einen abweichenden Verlauf davon nähme und wollen von nun an die zugrunde gelegte Bezugslinie der Momente als die statische Achse angesehen wissen oder, was dasselbe ist, die Linienführung der Bezugslinie so geändert wissen, daß sie der Form der statischen Achse, wie sie sich zwischen den Querschnittsrändern einstellen würde, entspricht. Die Lage der Querschnittsränder zur Achse oder zur Stützlinie würde bei dieser Handhabung erst aus den Berechnungsergebnissen der Einzelquerschnitte bekannt werden im Gegensatz zu den Verhältnissen bei der bestehenden Praxis.

Ich vermisste nun demgegenüber erstens: Nachweise über die Notwendigkeit des Ersatzes der alten Berechnungsweise durch die neue, also

im Sinne der beiden Autoren, namentlich des Herrn Löser, den Nachweis, daß der Ersatz der Mittellinie als Achse durch die statische Achse eine merkbare Veränderung der statisch unbestimmten Größen und eine Vergrößerung der Spannungen mit sich bringt, sodann Winke und Handhaben, wie man von nun an in der Praxis — soweit die äußere Rahmenform nicht wirklich ganz beliebig ist, also die Abstände der inneren und äußeren Querschnittsränder von der statischen Achse nicht in bestimmtem Verhältnis zum Gebäudemriß zu liegen brauchen — dieser Theorie gerecht werden soll. Ist der bisher gemachte Fehler unbedeutend oder werden gar bei der neuen Berechnungsweise Fehler auch nicht zu vermeiden sein, dann empfiehlt sich doch ohne weiteres das Festhalten am Alten. Es fehlt denn auch nicht an schwerwiegenden Bedingungen, die dem neuen Verfahren mit auf den Weg gegeben werden. So fordert Herr Löser im Anschluß an seine oben wiedergegebene Anleitung unter Punkt 6 (Beton und Eisen 1915 Heft 11, Seite 155):

„Nun muß bei der Konstruktion des Rahmens dafür gesorgt werden, daß die Schwerpunkte der wirksamen Flächenelemente in die bei Ermittlung der statisch Unbestimmbaren vorausgesetzte Rahmenachse zu liegen kommen.“

Das kann erfüllt werden, wenn es gleichgültig ist, wie weit die später gewählten Querschnitte über die angenommene Achse beiderseitig herüberreichen, z. B. bei einem Brückengewölbe. Bei Hochbauten, wo die äußere Begrenzungslinie des Rahmens durch die Gebäudemauern und die Dachform gegeben ist und unbedingt innegehalten werden muß, ließe aber die gestellte Forderung darauf hinaus, die statische Achse erst zu suchen was ohne Annahmen über die Größe der in den einzelnen Rahmenteilern zur Mitwirkung gelangenden, bekanntlich dem Spannungsbilde entsprechend sehr veränderlichen Querschnittsteile unmöglich ist und dazu eines großen Scharfsinnes und guter Erfahrung neben gleichzeitiger Berücksichtigung der für die innere Rahmenform gestellten baulichen Bedingungen im voraus bedarf. Abgesehen davon hätte dann die so zugrunde gelegte Achse — sofern sie sich nach Ermittlungen der Spannungen noch als der äußeren Rahmenform richtig angepaßt erweist — doch nur für einen ganz bestimmten Belastungsfall Gültigkeit. Für jeden anderen Belastungsfall wäre eine neue Achse zugrunde zu legen und die Formgröße des Rahmengebildes auch aufs neue zu berechnen — gerade hierauf müssen ja die beiden Autoren dem Sinne ihrer Arbeiten nach Gewicht legen — wobei sich dann eine ungeheure Mehrarbeit ergäbe und die Fehlerquellen sich häuften. Wenn weiter bedacht wird, daß die einzelnen Rahmenquerschnitte durchaus nicht alle für einen und denselben Belastungsfall berechnet werden, bei jedem Querschnitt viel-

mehr nach den ungünstigsten Einflüssen gesucht wird und dabei Zusammensetzungen der Einflüsse verschiedener Belastungsfälle vorgenommen werden — man beachte besonders auch die wechselseitige Beanspruchung durch Winddruck — so erscheint die vorgeschlagene Berechnungsweise mit Hilfe der Achsenmomente geradezu als undurchführbar und mindestens gleich fehlerhaft wie die bisherige — diese aber geradezu als der richtige Mittelweg. Es wird also, nur um der Theorie in einem Stück vollkommen zu entsprechen, eine neue unbestimmte Größe, die theoretische Rahmenachse, eingeführt, die Veranlassung zu neuen Fehlern schwerwiegendster Art wird.

Bevor ich nun auf den Nachweis eingehe, daß bei Gebrauch der Mittellinie als Achse für alle Belastungsfälle nur unbedeutende Verstöße gegen die Forderung theoretischer Genauigkeit begangen werden und welche Vorteile die alte Methode gegenüber der neu vorgeschlagenen besitzt, bedarf es einer Klarstellung über das Verhältnis zwischen Achsen- und Mittenmoment. Ich brauche hierzu nur auf die Ermittlungen des Herrn Dr.-Ing. Kunze hinzuweisen. Herr Kunze zeigt, daß sich — einen bestimmten Fall exzentrischer Belastung vorausgesetzt — zwei Gleichungen für x ermitteln lassen, eine vierten Grades, wie sie auch Löser fand, wenn man den Abstand der Längskraft in Beziehung setzt zu der — exzentrisch liegenden — Schwerachse des statisch wirksamen Querschnittsteiles, und eine dritten Grades, wie sie Mörsch angegeben hat, wenn man den Abstand der Längskraft von der Mittellinie des Rahmen- oder Gewölbequerschnittes aus mißt. Die Längskraft erscheint also einmal mit dem Abstände e multipliziert, wobei sich das Achsenmoment ergibt, und dann mit dem Abstände a , wobei sich das Mittenmoment ergibt. Bei über die Querschnittsränder hinaus gehenden Längskräften — und um solche Fälle handelt es sich gerade in der neuen Theorie — ist also das Mittenmoment stets größer als das Achsenmoment um den Betrag, den das Produkt von Längskraft und Abstand zwischen Schwerachse und Mitte ausmacht, wobei auch der umgekehrte Fall nicht ausgeschlossen sein soll, wenn eine geringe Entfernung der Längskraft vom Rande und außerordentlich starke Zugeiseneinlage vorliegt. Jedenfalls sei zunächst daran festgehalten, daß beide Momente sich auf ein und dieselbe Lage der Längskraft beziehen, und nur aus dem Grunde über den Gebrauch des einen oder anderen Momentes bei der Berechnung gestritten wird, weil bei Zugrundelegung der Mittellinie als Achse in der zur Berechnung der statisch unbestimmten Größen dienenden Gleichung die Bedingung nicht erfüllt ist, daß die wirkliche statische Achse in der Berechnung zu erscheinen hat. Dieser Fehler kann aber doch nur soweit von Einfluß auf die Berechnung sein, als sich bei voraufgehender Ver-

wendung der wirklichen statischen Achse gegenüber der Mittellinie als Ersatzachse merklich andere Größen der unbekannten Auflagerkräfte ergeben. Das Ganze läuft also auf die Frage hinaus, ob die Stützlinie, die sich bekanntlich nach Feststellung der Auflagergrößen durch deren Zusammensetzung mit den belastenden Kräften in einfachem Seilzuge ergibt, sich in ihrer Form wesentlich ändert, wenn an Stelle der statischen Achse die Mittellinie als Achse zugrunde gelegt wird, denn auf die Lage der Stützlinie kommt alles an.

Bei statisch bestimmten Konstruktionen, z. B. einem Dreigelenkbogen, liegt die Stützlinie unabhängig von der Form der Trägereile fest (Fig. 1), selbstverständlich nur unabhängig von Veränderungen, die auf die Gewichtsgrößen der Stabteile selbst ohne Einfluß sind, für die Nutzlasten in allen Fällen ohne Einschränkung.

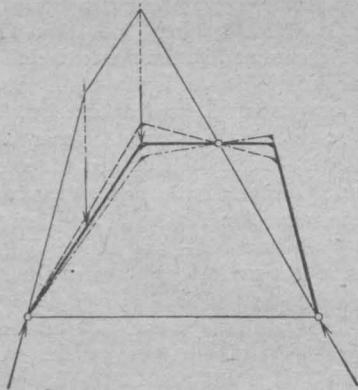


Fig. 1.

Je näher daher bei Veränderungen der Rahmenform die Stützlinie an den Trägerrand rückt, um so geringer wird die exzentrische Lage der Normalkraft und umgekehrt. Bei Gewölben dieser Art kann bekanntlich eine Biegungsbeanspruchung dadurch ganz aufgehoben werden, daß man die Mittellinie in die Stützlinie verschiebt — von beweglicher Belastung selbstverständlich dabei abgesehen.

Bei Weglassung des Mittelgelenkes aber, also in einem statisch unbestimmten Falle, ändern sich die Horizontalauflegerkräfte, sobald etwas an der Rahmenform geändert wird, ganz gleich, welche Linie innerhalb der Querschnittsränder dabei als Bezugslinie der Momente oder als Rahmenachse zugrunde gelegt worden war. Theoretisch genau wäre — wie oben erwähnt — nur die Verbindungslinie der Schwerpunkte der statisch wirksamen Querschnittsteile als Achse anzusprechen, sofern bei dem gerade vorliegenden Belastungsfall die Berechnung nach Stadium II (wirkungslose Betonzugzone) gefordert wird. Nur der sich bei Zugrundelegung dieser Achse ergebende statisch

unbestimmte Horizontalschub wäre also nach den behandelten Arbeiten derjenige, mit welchem unter Hinzuziehung der äußeren Lasten die Stützlinie zu konstruieren wäre, und nur die durch den von einander abweichenden Verlauf dieser Stützlinie und dieser Achse bedingten Momente wären entsprechend als Achsenmomente anzusehen.

Nun ergibt sich aber meist nur eine sehr geringe Abweichung der mit der Mittellinie als Achse berechneten statisch unbestimmten Größe gegenüber der mit der statischen Achse ermittelten.

Für den nebensiehend (Fig. 2) skizzierten Rahmen erhielt ich mit der Mittellinie als Achse einen Horizontalschub von 8,3 t und nach Feststellung der zugehörigen Spannungsverhältnisse und der entsprechenden Schwerachsen der zur Mitwirkung gelangenden Querschnittsteile für die dann sich ergebende statische Achse einen Horizontalschub von 8,06 t.

Es soll dabei nicht behauptet werden, daß die so gefundene statische Achse und der neue Horizontalschub im Einklang ständen, weil die Spannungsbilder ja nur dem größeren Horizontalschub entsprechen. Jedenfalls zeigte die mit dem geringeren Horizontalschub gezeichnete Stützlinie nur eine ganz unwesentliche Abweichung von der mit dem größeren Werte von H gezeichneten Linie, und die Veränderung der Lage der Längskraft in einem bestimmten Querschnitte war ebenfalls unbedeutend. Ich meine, hierauf kommt es an und nicht auf den Unterschied zwischen Achsenmoment und Mittenmoment. Ich will nicht behaupten, daß die Fälle nicht eintreten könnten, wo sich bei Gebrauch der neuen Rechenmethode am Schluß eine nennenswerte Erhöhung der Spannungen ergibt, bin jedoch der Meinung, daß man in der Praxis nicht in die Lage kommen wird, solche Vergleiche zu ziehen.

Zusammenfassend wiederhole ich:

Bei statisch bestimmten Konstruktionen bleibt die Lage der Stützlinie bei Veränderung der Konstruktionsform genau die gleiche und der Unterschied zwischen Achsen- und Mittenmoment entspricht hier genau dem Produkt aus Längskraft und dem Abstand zwischen den beiden Bezugslinien; das Mittenmoment wird also linear um den Betrag größer, um welchen sich der Hebelarm zur Längskraft gegenüber dem zur Achse vergrößert. Bei statisch unbestimmten Systemen trifft dasselbe nur mit Annäherung zu, weil jede Bezugslinie ihre eigene Stützlinie hat. Es läßt

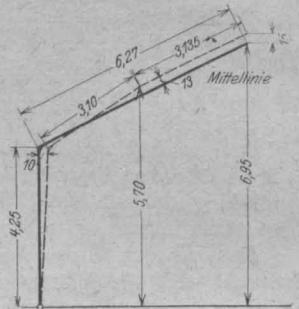


Fig. 2.

sich auch hier nachweisen, daß die Differenz $a - e$, jedes Maß aus dem zugehörigen Moment und der zugehörigen Längskraft berechnet, dem Abstand zwischen den Bezugslinien mit Annäherung entspricht.

Innerhalb der Genauigkeitsgrenzen, die für Berechnungen in der Statik geboten erscheinen, spricht daher meiner Meinung nach alles mehr für die Beibehaltung der Mittellinie als Bezugsachse der Momente und die geringen Fehler, die dabei gegenüber der genauen Theorie entstehen, dürften ohne weiteres in Kauf genommen werden können gegenüber der viel größeren Unsicherheit, der man in der Annahme der zugrunde zu legenden Nutzlasten in allen Fällen ausgesetzt ist. Es hat keinen Sinn, für einen nur angenommenen, tatsächlich nie eintretenden Belastungsfall **den Gipfel der Genauigkeit** zu erklimmen, wenn feststeht, daß man für denselben Fall schneller zu annähernd dem gleichen Ziele gelangen kann. Die schon oben erläuterten Bedenken gegen die praktische Durchführung bleiben nebenher immer noch bestehen. Es können Fälle vor-

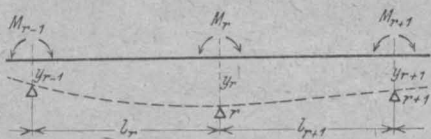
kommen, wo man von vornherein sich ein Bild über die Achslage machen kann oder wo das Herübergreifen der Querschnittsränder über die Achse im Hinblick auf die innere und äußere Begrenzung der Konstruktionen selbst gleichgültig ist; in den meisten Fällen wird aber die Form des Rahmens das erste sein, was man besitzt, und dann ist die Einzeichnung der Achse in allen Fällen ein sehr schwieriges Unternehmen. Es ist bezeichnend, daß die Verfasser auch nicht das Suchen der Achse für einen in der Form schon gegebenen Rahmen empfehlen, sondern die vorherige Festlegung der Achse, eine Handhabung, die nach meiner Meinung eben nur in den Fällen brauchbar ist, wo es auf die äußere und innere Begrenzung der Konstruktion nicht ankommt. Wenn, um der neuen Berechnungsweise zu genügen, für jeden Fall der Belastung eine besondere Berechnung mit besonderer Achse durchgeführt werden muß, dann weiß ich mir für die Bedürfnisse der Praxis gar keinen anderen Ausweg als die Mittellinie oder Schwerlinie der Vollquerschnitte als Achse zu grunde zu legen, so lange wechselnde Belastungsfälle zu berücksichtigen sind.

EINE NEUE METHODE ZUR BESTIMMUNG DER DURCHBIEGUNGEN VOLLWANDIGER TRÄGER.

Von Dr. techn. Josef Vinzenz, Prag, k. k. deutsche techn. Hochschule.

Die Clapeyronsche Gleichung zur Bestimmung der Stützenmomente des kontinuierlichen Trägers auf elastisch senkbaren Stützen lautet bekanntlich mit den in der Figur ersichtlichen Bezeichnungen:

$$M_{r-1} l_r + M_r 2(l_r + l_{r+1}) + M_{r+1} l_{r+1} = -\frac{6 S_{a_r}}{l_r} - \frac{6 S_{b_{r+1}}}{l_{r+1}} + 6 E J \left(\frac{y_r - y_{r-1}}{l_r} + \frac{y_r - y_{r+1}}{l_{r+1}} \right).$$



Darin bedeuten

S_{a_r} das statische Moment der M -Fläche des r -ten Feldes in bezug auf die linke Stütze,

$S_{b_{r+1}}$ das statische Moment der M -Fläche des $r+1$ -ten Feldes in bezug auf die rechte Stütze.

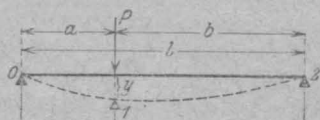
Diese Gleichung gestattet nun leicht die Ermittlung der Durchbiegung vollwandiger Träger und zwar nach folgender Überlegung:

Man denkt sich den Trägerpunkt, dessen Durchbiegung y bestimmt werden soll, durch ein

Auflager von der elastischen Nachgiebigkeit y unterstützt und schreibt für das so entstandene kontinuierliche System obige Gleichung an. Nachdem die Stützenmomente M hier bekannte Größen darstellen, sie sind eben identisch mit den entsprechenden Balkenmomenten, und weil auch die Senkungen der wirklichen Stützen bekannt sind, bleibt nur y als Unbekannte zurück. Man erhält also die Durchbiegung eines bestimmten Trägerpunktes immer aus einer einzigen Gleichung.

Das Verfahren führt mit bedeutend weniger Rechenaufwand zum Ziele, als es bei der Mohrschen Methode oder bei der mathematischen Lösung der bekannten Differentialgleichung der Fall ist, es ist ferner eine einheitliche Methode d. h. für jede Trägerart in derselben Weise durchzuführen. Einige Beispiele sollen das Verfahren erläutern:

1. Freiauflegender Träger belastet durch eine Einzellast P . Gesucht die Durchbiegung unter der Last.



Es ist

$$M_0 = M_2 = \Theta; \quad M_1 = P \frac{a}{l}$$

$$S_{a1} = S_{b2} = \Theta;$$

$$y_0 = y_2 = \Theta;$$

$$y_1 = y.$$

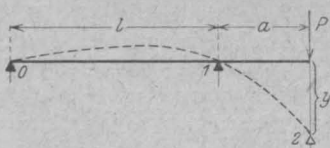
Die Clapeyronsche Gleichung für das kontinuierliche System 0—1—2 lautet demnach:

$$P \frac{a}{l} \frac{b}{l} 2(a+b) = 6 E J \left(\frac{y}{a} + \frac{y}{b} \right),$$

und daraus ist:

$$y = \frac{P}{3 E J} \frac{a^2 b^2}{l}.$$

2. Freiaufhängender Träger mit Kragarm. Gesucht die Durchbiegung unter der Last P.



Es ist:

$$M_0 = M_2 = \Theta; \quad M_1 = -P a;$$

$$S_{a1} = S_{b2} = \Theta; \quad y_0 = y_1 = \Theta; \quad y_2 = y.$$

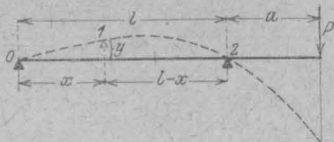
Die Clapeyronsche Gleichung für das System 0—1—2 lautet demnach:

$$-P a (l+a) \cdot 2 = 6 E J \frac{-y}{a},$$

und daraus ist:

$$y = \frac{P}{3 E J} (l+a) a^2.$$

3. Derselbe Fall wie 2. Gesucht die Durchbiegung im Abstand x von der Stütze 0.



Es ist

$$M_0 = \Theta; \quad M_2 = -P a; \quad M_1 = -P a \frac{x}{l};$$

$$S_{a1} = S_{b2} = \Theta; \quad y_0 = y_2 = \Theta; \quad y_1 = y.$$

Die Clapeyronsche Gleichung für das System 0—1—2 lautet:

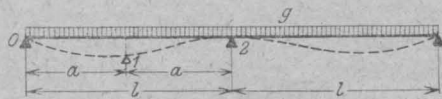
$$-2 P a \frac{x}{l} l - P a (l-x) = 6 E J \left(\frac{y}{x} + \frac{y}{l-x} \right),$$

und daraus ist:

$$y = -\frac{P}{6 E J} a x (l^2 - x^2).$$

4. Kontinuierlicher Träger über zwei Felder, vollbelastet mit g.

Gesucht die Durchbiegung in der Mitte des ersten Feldes.



Es ist

$$M_0 = M_3 = \Theta; \quad M_2 = -\frac{1}{8} g l^2,$$

$$M_1 = \frac{1}{16} g l^2,$$

$$S_{a1} = S_{b2} = \frac{1}{24} g a^4 = \frac{1}{384} g l^4,$$

$$y_0 = y_2 = \Theta; \quad y_1 = y.$$

Die Clapeyronsche Gleichung für das System 0—1—2 lautet:

$$\frac{1}{16} g l^2 2l - \frac{1}{8} g l^2 \frac{l}{2} = 6 E J \frac{y}{a} \cdot 2 - 12 \cdot \frac{g l^4}{384} \cdot \frac{2}{l}$$

und daraus ist:

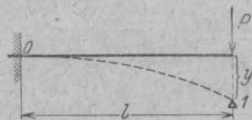
$$y = \frac{1}{192} \frac{g l^3}{E J}.$$

Für Träger mit eingespannten Enden kann das Verfahren ebenso angewendet werden, nur lautet hier für das Feld mit der Endenspannung die Clapeyronsche Gleichung:

$$2 M_0 l + M_1 l = 6 E J \frac{y_0 - y_1}{l} - \frac{6 S_{b1}}{l}.$$



Ein Anwendungsbeispiel bietet unter anderem der einerseits eingespannte Träger (Kragträger): Unter der Last P sei die Durchbiegung zu bestimmen.



Es ist

$$M_0 = -P l; \quad M_1 = \Theta,$$

$$y_0 = \Theta; \quad y_1 = y,$$

$$S_{b1} = \Theta.$$

Die Clapeyronsche Gleichung lautet demnach:

$$-2 P l^2 = 6 E J \frac{-y}{l}$$

und daraus folgt:

$$y = \frac{P l^3}{3 E J}.$$

In manchen Fällen, mag es sich empfehlen mit einem kontinuierlichen System von mehr als drei Stützen zu rechnen. Der Leser mag sich selbst derartige Beispiele stellen. Grundsätzlich kommt man aber immer mit einer Gleichung aus

STELLUNGNAHME GEGEN ÄUSSERUNGEN ÜBER DIE EISENBETONBAUWEISE.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

In Gewapend Beton 1918 Oktober- und Novemberheft, stellt Herr P. A. M. Hackstroh, „Res.-Lieutenant-Kolonel der Genie“, eine Reihe von Behauptungen über die Eisenbetonbauweise auf, die zum Widerspruche herausfordern. Er stellt acht Punkte auf, zu denen im folgenden kurz Stellung genommen werden soll.

1. „Der Gußbeton der Eisenbetonbauwerke sei weniger „gut“, besitze weniger einheitliches Gefüge (Homogenität) und weniger Widerstandsvermögen als der Stampfbeton unbewehrter Körper. Da man aber bei Eisenbetonbauten den Beton plastisch einbringen, also weniger guten Beton verwenden müsse, liege hier ein Nachteil der Eisenbetonbauweise gegenüber der reinen Betonbauweise vor. Infolge des Übermaßes an Mörtel und dessen wässriger Beschaffenheit einerseits und der siebartigen Wirkung der Eiseneinlagen andererseits trete eine Entmischung des Betongemenges beim Einbringen ein. Das Aussehen unverputzter Eisenbetonbauteile weise deutlich auf diese Vorgänge hin. An einer Eisenbetonbrücke in Watergrafsmeer habe man z. B. den Beton, der im Untergurte der Balken nur aus steinfreiem Mörtel bestanden habe, mit dem Taschenmesser schneiden können.“*) Weiterhin wird auf den Standpunkt der sächsischen und der preußischen Staatseisenbahnverwaltungen hingewiesen, die Eisenbetonbrücken unter Eisenbahngleisen vermieden. Auch habe eine 1913 bei dem Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen gehaltene Umfrage durchaus keine einstimmige Empfehlung noch weniger jedoch aber eine allgemeine Ablehnung) der Eisenbetonbauweise für Eisenbahnbrücken erbracht. Prof. Ir. J. A. van der Kloes habe das Vorhandensein nicht festgewordener Stellen im Beton nachdrücklichst mit dem Übermaße von Anmachwasser begründet.“

Die hier erhobenen Klagen betreffen den Gußbeton, d. h. den flüssig angemachten Beton. Da aber in Europa z. Z. noch nicht flüssiger, sondern meist weicher Beton angewendet wird, auf den die obigen Behauptungen ganz gewiß nicht zutreffen, könnten sie nur für die noch seltenen Fälle von Eisenbeton-Gußbauten Geltung haben. Aber auch bei Anwendung von Gußbeton treten die Entmischungserscheinungen zurück, wenn man ihn richtig einbringt (geringe Korn-

größe, Aufstellung eines Mischkastens am Ende der Zuführungsrinnen). Der Festigkeitsunterschied zwischen Stampfbeton und Gußbeton gleicher Mischung hingegen ist Tatsache, doch ist sie so bekannt, daß sie einer Verkündung nicht mehr bedurft hätte.

Daß die Homogenität des von Herrn Hackstroh so warm vertretenen Stampfbetons infolge der natürlichen Herstellungsschwierigkeiten meist sehr zu wünschen übrig läßt, ist unbestreitbar. Es bilden sich bekanntlich Stampfschichten, sodaß ein bedeutend weniger einheitlicher Körper entsteht als bei Verwendung von Gußbeton. Vergl. den Einsturz der Schleuse bei Hemelingen (Bremen) und die Beobachtungen von Baurat Trier an den beiden Widerlagern einer Brücke, von denen eins in Gußbeton hergestellt war, aus dem sich Probewürfel leicht herausmeißeln ließen, während bei dem anderen, Stampfbeton-Widerlager wegen der Schichtigkeit und Blättrigkeit der Masse nur selten größere Stücke herausgetrieben werden konnten (Zentralbl. d. Bauv. 1918 S. 147). Das glänzendste Beispiel für die bessere Homogenität von Gußbeton bringt wohl Probst in seinen Vorlesungen über Eisenbetonbau in zwei Abbrüchen, wo Stampfbeton völlig schichtig, naß eingebrachter Beton dagegen durchaus homogen gewesen ist.

Die von Watergrafsmeer berichteten Mängel (Schneidbarkeit der Masse mit dem Taschenmesser) haben ihre Ursache vermutlich in einem Mischungsfehler oder in der Verwendung schlechten oder verdorbenen Zements, wenn nicht Frost sie herbeigeführt hat.

Die Heranziehung des Standpunktes der beiden Eisenbahnverwaltungen, wie die durch den ganzen Schriftsatz fortgesetzte Anführung von Äußerungen anderer hätte bei einer wissenschaftlichen Behandlung der Frage wohl zugunsten der Anführung tatsächlichen Beobachtungsmaterials unterbleiben sollen. Denn mit dem Hinweis auf fremde Standpunkte vermag man wohl zu überreden, nicht aber zu überzeugen. Im übrigen hat eine Eisenbahnverwaltung, da ihr immerfort das Leben von Millionen Menschen anvertraut ist, berechtigten Grund zu ganz besonderer Vorsichtigkeit in der Herstellung ihrer Bauwerke; sie hat außerdem mit außerordentlich stoßender Last zu rechnen. Es darf also ihr Standpunkt nicht als für andere Betriebe mit anderen Verhältnissen maßgebend hingestellt werden.

2. „In Eisenbetonbauwerken treten schon vor ihrer Belastung innere Spannungen (Initialspannungen) auf.“

*) Bei ausgesprochenen Gußbetonbauten zeigt sich eine Anreicherung der gröberen Stoffe an der Unterseite. Hackstroh behauptet jedoch, daß die feine Masse sich unten häufe. Vgl. D. A. f. E. Dresdner Versuche mit flüssigen Betongemischen.

3. „Unter Einfluß dieser und der durch die Belastung verursachten Spannungen treten Risse auf, die bis über die Eiseneinlagen reichen, ehe die zulässige Spannung erreicht ist.“

Hierzu ist zunächst zu bemerken, daß in den meisten Fällen, vor allem bei den „ideal bewehrten“ Trägern, bei denen die zulässigen Beton- und Eisenspannungen gleichzeitig ausgenutzt werden, die Betonbiegezugfestigkeit im allgemeinen nicht überschritten wird. (Vgl. die Literaturschau dieses Heftes, unter IV. Vorschriften und Leitsätze!)

Die Vorspannungen sind bei an der Luft erhärtetem Beton Zugspannungen, die bei gedrückten Körpern günstig wirken, da ihnen zufolge die Eiseneinlagen zu erhöhter Mitwirkung gelangen. In der gezogenen Faser sind es lästige Zusatzspannungen, die durch gutes Feuchthalten der Bauteile während des Abbindens wesentlich vermindert, aber nicht ganz aufgehoben werden können. Auch die Auswahl geeigneter Bindemittel kann hier Besserung verschaffen. Im übrigen wird über die Frage der Schwindspannungen bekanntlich zurzeit besonders lebhaft gearbeitet.

Die Risse reichen gewöhnlich nicht weit in den Beton hinein, da das Schwinden an der rasch austrocknenden Oberfläche am stärksten auftritt. Dem Auge kaum wahrnehmbar, sind diese Risse völlig bedeutungslos, solange kein Schaden an den Eiseneinlagen entsteht.

4. „Die Zunahme der Schwindspannungen und der Anzahl der Risse während einiger Jahre.“

Die Veröffentlichungen des D. A. f. E. haben allerdings eine Fortdauer des Schwindens auf Jahre hinaus festgestellt. Eine bedenkliche Erweiterung der Schwindrisse ist jedoch damit nicht begründet.

5. Infolge der weniger guten Beschaffenheit des Betons und der Risse rosten die Eiseneinlagen.“

Das über die weniger gute Beschaffenheit des Betons bei Eisenbetonbauten zu Sagende ist unter 1. niedergeschrieben. Sofern der Beton sachgemäß und mit genügend Zement hergestellt und verarbeitet wird, bildet er einen vollkommenen Rostschutz der Eiseneinlagen, solange er keine Risse aufweist. Sind Risse vorhanden, so hält sich das Eisen rostfrei, wenn die Außenluft nicht feucht oder säurehaltig ist (also in den meisten Innenräumen). Sind Eisenbetonbauteile anderer Luft ausgesetzt, so genügt eine Überdeckungsstärke der Eisen um 3,5 cm erfahrungsgemäß in jedem Falle, um Rostbildung zu verhindern, auch wenn etwa feine Risse bis zu ihnen reichen. Diese Feststellungen hat der Deutsche Betonverein sowie der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton bei Untersuchungen im Anschlusse an die Aufsehen erregenden Perkunschen Veröffentlichungen gemacht. Lehrreich sind hier auch die in Heft 31 des D. A. f. E. nieder-

gelegten Versuchsergebnisse. An Eisenbetonplatten von geringer Stärke, bei denen also auch nur eine ganz geringe Betonüberdeckung an den Eisen vorhanden war, sind durch Belastung bis zur Fließgrenze (!) der Eisen weite Risse geschaffen worden. Trotzdem hielt sich an den 13/4 Jahre der Außenluft ausgesetzten Platten die Rostbildung in sehr mäßigen Grenzen. Bei trockener Lagerung war sie fast Null.

6. „Geringere Feuersicherheit als Stampfbeton.“ Es wird sich wohl in der Praxis meist um eine Vergleichung des Eisenbetons nicht mit Stampfbeton sondern mit Eisen oder Holz handeln. Wie außerordentlich günstig da der Eisenbeton abschneidet, bedarf keiner Erwähnung. Er ist heute, von Massivgewölben abgesehen, der einzige Baustoff, der große Spannweiten mit feuersicherem Baustoff zu überspannen gestattet. Insbesondere ist er für den Treppenbau geeignet, da Natursteinstufen bei Bränden meist zerspringen.

Daß Herr Hackstroh sogar an diesem erwiesenen Vorzuge des Eisenbetons durch Vergleichung mit dem hier nicht in Frage kommenden Stampfbeton zu rütteln versucht, erhellt deutlich seine Absicht, die Eisenbetonbauweise auf jeden Fall herabzusetzen.

7. „Unvollkommenheit der statischen Berechnung. Falsche Schlüsse aus Probelastungen über die spätere Tragfähigkeit.“

Die Unmöglichkeit einer scharfen rechnerischen Erfassung aller statischen Wirkungen tritt beim Eisenbetonbau mehr hervor als beispielsweise beim Eisenbau. Deshalb ist auch eine größere Sicherheit vorgeschrieben. Im übrigen äußern sich die zahlreichen Einspannungen und Versteifungen hauptsächlich Momentevermindernd. Wo hingegen örtlich Zusatzmomente zu erwarten sind, pflegt ein guter Konstrukteur aus seinem statischen Gefühle heraus besondere Maßnahmen zu treffen, Ausrundungen, Abschrägungen oder konstruktive Eiseneinlagen anzuordnen.

Eine meist nicht in der Rechnung erscheinende Sicherheit liegt in der Mitwirkung eines großen Teiles der Betonzugzone.

Die Ungültigkeit der aus Probelastungen gezogenen Schlüsse begründet Herr Hackstroh damit, daß die Tragfähigkeit der Eiseneinlagen infolge der von ihm als selbstverständlich angenommenen Verrostung mit der Zeit zurückgehe. Die Eisen rosten jedoch im allgemeinen nicht (wie oben dargelegt) und der Beton steigert viele Jahre lang seine Festigkeit, sodaß man sagen darf, die Probelastungen geben ein zu ungünstiges, nicht aber ein zu günstiges Bild.

Nach Anführung einer Reihe mehr oder weniger absprechender Urteile über die Eisenbetonbauweise, die dem Nieuwe Rotterdamsche Courant (einer Tageszeitung) entnommen sind, schließt

der Schriftsatz mit der Bemerkung, daß die Eisenbetonbauweise für Behelfsbauwerke von vorübergehender Dauer oder Wirkung, wie Senkkästen, die man nachträglich ausbetoniere u. dergl. ein geeigneter, im übrigen aber ein unzuverlässiger Baustoff sei.

Im Hinblick auf den glänzenden Siegeszug, den die Eisenbetonbauweise schon zurückgelegt hat, sowie auf den vorzüglichen Zustand der

meisten schon vor vielen Jahren mit unvollkommener Kenntnis der Baustoffe und der besonderen Eigenheiten der Bauweise errichteten Bauten vermag der Hackstrohsche Schriftsatz wohl nur eines auszulösen: den Wunsch, daß die ausführenden Firmen durch sorgfältigste Überwachung ihrer Bauausführungen derartigen Herabsetzungen der Eisenbetonbauweise auch vor den Augen der Laien jeden Anschein von Berechtigung nehmen.

SELBSTANZEIGE.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Der Ortspfahl, System Zimmermann (D.R.P.).

Welche große Rolle der Beton- und Eisenbeton-Bauweise im modernen Grundbau zugefallen ist, ist allgemein bekannt, ebenso daß besonders auf dem Gebiete der Pfahlgründungen seit langem fleißig und vielfach sehr erfolgreich erfunden worden ist. Ältere Systeme sind aus Erfahrungen heraus verbessert worden, neue Systeme sind entstanden und bringen neue Vorzüge heran, deren möglichst viele in einem System zu vereinigen das natürliche Bestreben der Erfinder ist. Um die Bekanntgabe einer neuen Pfahlbauweise soll es sich im folgenden handeln und zwar des Zimmermannschen Pfahles.*)

Der grundsätzliche Vorgang der Pfahlherstellung verläuft folgendermaßen:

a) Bei Grundwasserandrang und offenem Wasser: Das Vortreibsystem wird durch Rammung bis auf den tragfähigen Baugrund niedergedrückt. Dies System besteht aus der dreiteiligen Pfahlrohrspitze, einem äußeren, kräftigen Futterrohr, einem schwächeren, inneren Rohr und der auf die Spitze wirkenden Rammjungfer.

Bei gewöhnlichen Rammungen fällt das innere Rohr und die Jungfer fort und wird direkt mit dem Rammbar die Rammung betätigt. Die Einrammung mit Holzjungfer wird vorwiegend bei Schrägpfählung vorgesehen.

Die Ausbildung der Spitze ist derart, daß auch während der Rammung völliger Abschluß des Wassers vom Rohrrinnen gesichert ist, und das Rohrsystem gewährleistet bei seiner Betätigung während des nachfolgenden Betonierens, daß der Pfahlbeton unter Abschluß mechanisch schädlicher Einwirkung des Grundwassers (Auswaschung des Zementes, Unterbrechung des Zusammenhanges der Pfahlsäule) unter kräftiger Eindringung in das Erdreich allmählich eingebaut werden kann.

b) In trockenem Erdreich erfolgt die Rammung wie unter a), nur wird denn vor Beginn des Betonierens das innere Spitzenteil samt dem daran

befestigten untersten Spitzenteil aus dem Vortreibrohr herausgehoben.

Das wesentliche der Neuerung besteht in der besonderen konstruktiven Durchbildung der Spitze und der Doppelrohre. Die eiserne Pfahlspitze, Abbildung 1, 2 u. 3 ist dreiteilig; der äußere Teil ist an dem äußeren, kräftigen Vortreibrohr, das aus beliebig vielen Schüssen zusammengeschrubt wird, befestigt und schwillt im äußeren Durch-

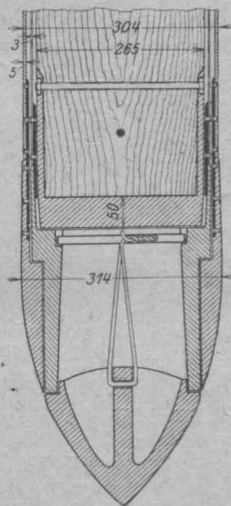


Fig. 1.

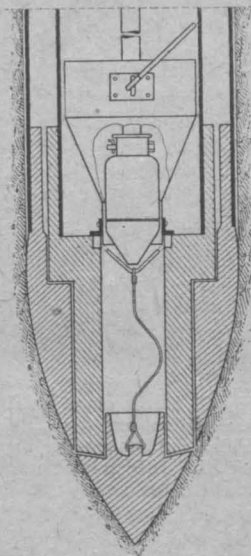


Fig. 2.

messer dem Rohrdurchmesser gegenüber um etwa 10 mm an; hierdurch wird die Reibung zwischen Erdreich und Vortreibsystem verringert, die Rammerschütterung auf die Bodenschicht beschränkt, in welcher sich die Spitze jeweils befindet, und es wird erreicht, daß beim Ziehen des Vortreibrohres etwa vorhandenes Grundwasser in gewissem Grade seitlich weggepreßt wird. Auf einem umlaufenden Vorsprung dieses äußeren Spitzenteiles sitzt innen der zweite Teil auf und schmiegt sich dem ersteren bis zu dessen Spitze herab an; er besitzt seinerseits wieder einen umlaufenden Vorsprung, auf den sich der eiserne

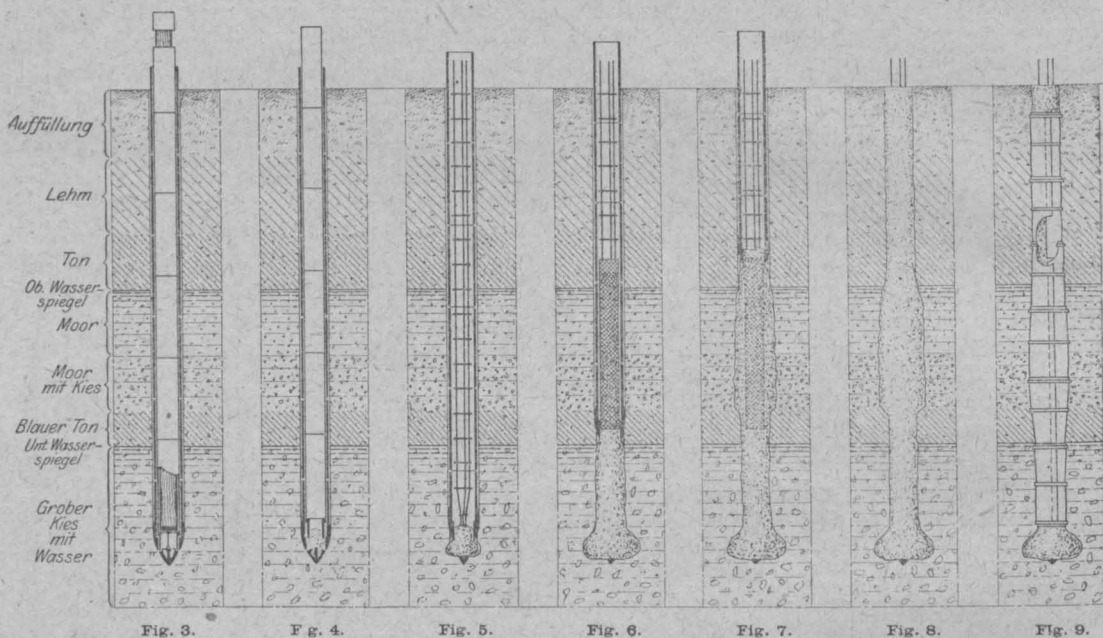
*) Erfinder Zivil-Ing. Ludwig Zimmermann, Frankfurt a. M. und München.

Schuh der hölzernen Rammjungfer aufsetzt und ist mit dem inneren, dünnwandigen Rohr verbunden; schließlich trägt er noch den dritten, untersten Spitzenteil, den Spitzenverschluß, der an ihm mittels eisernen Querstabes mit starkem Draht befestigt ist.

Um bei nicht vorhandenem Wasserandrang auch diesen Verschlußspitzenteil wiedergewinnen zu können, ist sein oberer größter Durchmesser

mit Verwendung eines Trichters und Füllrohres geschehen kann (vergl. Abb. 2) und nachdem die Spitze mit Beton gefüllt und letzterer festgestampft, wird das innere Spitzenteil mit innerem Rohr herausgehoben (vergl. Abb. 4). Bei der vereinfachten Rammung ohne inneres Rohr und ohne lange Holzjungfer erfolgt die Herausnahme des inneren Spitzenteils mittels besonderer Greifvorrichtung. Durch das Herausheben des inneren

Werdegang eines Pfahles im Grundwasser:



Erklärung:

Fig. 3. Eingerammter Pfahl mit wasserdichter hohler Vortreibspitze, (Schnitt u. Ansicht). — Fig. 4. Längenschnitt nach Entfernung der Holzjungfer. — Fig. 5. Pfahl mit Armierung nach Entfernung des inneren Vortreibrohres. Ausbilden des Banketts. — Fig. 6. Pfahl mit fertigem Bankett, gezogenem äusseren Vortreibrohr und mit Schutzzyliner. — Fig. 7. Pfahl mit einbetoniertem Schutzzyliner über die Moorschicht herausragend. — Fig. 8. Fertiger Pfahl mit Bankett, Armierung und Schutzzyliner. — Fig. 9. Fertiger Pfahl nach Abbild. 3-9 mit Isolierung gegen saurehaltige Wasser und gegen vagabundierende elektrische Ströme.

um ein geringes kleiner als der innere des ersten Spitzenteiles, so daß er durch diesen nach oben hindurchgeführt werden kann.

Ist jedoch Wasserandrang vorhanden, so geht der unterste Spitzenteil verloren. Um nach erfolgtem Einrammen des ganzen Systems bis auf den tragfähigen Baugrund die Spitze zu öffnen, wird mit dem eisernen Betonstamper, der stößelartig stumpf zugespitzt ist und in den zweiten Spitzenteil paßt, das Trageisen des Spitzenverschlusses durchgeschlagen (vgl. Abb. 2), so daß dieser sich zu lösen vermag. Wasser kann jedoch nach dieser Lösung nicht eintreten, da der Verschluß durch das Erdreich zunächst noch fest an den inneren Spitzenanteil gepreßt wird. Es wird nun zunächst in die Spitze Beton eingebracht, was

Spitzenteils wie geschildert, ist die Öffnung des Spitzenverschlusses vollzogen, ohne daß auch jetzt Wasser oder weiches Erdreich in das Rohrsystem einzutreten oder den Beton zurückzudrängen vermag. Unter steter Nachfüllung von Beton und kräftiger Stampfung wird nun nach Herstellung eines breiten Pfahlfußes das äußere Rohr, Vortreibrohr, allmählich gezogen in welchem stets Beton in genügender Höhe ansteht und gestampft wird. Eine schädliche Einwirkung des Grundwassers durch Auswaschen des Betons ist also mit Sicherheit verhindert. Ist kein Wasser vorhanden, so kann sofort nach vollzogener Rammung das innere Rohr samt zweitem und drittem Spitzenteil aus dem Vortreibrohr herausgehoben und die Ausbetonierung in bekannter Weise

durchgeführt werden. Daß eine etwa erforderlich werdende Eisenbewehrung ohne weiteres in das Vortreibrohr eingestellt und einbetoniert werden kann, wurde schon erwähnt. (Vgl. Abb. 5—11.)

Ist völlige Sicherung des Pfahlbetons gegen angreifende Wässer, Moor oder dergl. gefordert, so wird dem in einfachster Weise Rechnung getragen; indem der Pfahl einen Mantel aus schützendem Stoff oder sonstigem Material von genügender Zerreißfestigkeit und Dehnbarkeit, Isolierpappe oder Jute, erhält, der ihn dicht umhüllt, ohne daß dadurch der Eindringung des Be-

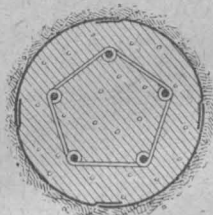


Fig. 10.

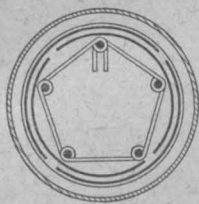


Fig. 11.

tons in das Erdreich und entsprechender Pfahlverdickung Abbruch geschieht. Es wird zu diesem Zwecke die Hülle in der nötigen Länge entweder in das Vortreibrohr gebracht oder, da in der Regel in weichen Bodenschichten eine Eisenbewehrung anzuwenden sein wird, um diese herumgelegt. Für die nötige Dehnbarkeit dieser Hülle ist dadurch Sorge getragen, daß sie aus mehreren, sich längs überlappenden Bahnen zusammengesetzt wird, die vorläufig durch umgelegte Bänder (aus Federn, Papier oder Gummi) zusammengehalten werden (vgl. Abb. 9, 10 und 11). Die Hülle wird dann teils durch das Eigengewicht des Betons, teils durch Stampfen unter entsprechender Weitung mit dem Beton zugleich an das Erdreich angepreßt.

Gilt es den frischen Betonkern innerhalb weicher Schichten (ohne angreifenden Charakter) gegen Unterbrechen beim Ziehen des Vortreibrohres zu schützen, so verwendet Zimmermann ein gelochtes Blechrohr oder einen Drahtgeflechtzylinder von ausreichender Länge, der in das Vortreibrohr eingesetzt wird und durch welchen Beton noch hindurchtreten kann, der aber mit Sicherheit die Gefahr ausschaltet, daß durch unvorsichtiges, zu frühes Ziehen des Vortreibrohres der Pfahlkern in seiner Einheitlichkeit durch zwischenschiebende Schichten weichen Bodens Unterbrechungen erfährt. Der Schutzzylinder hat naturgemäß ober- und unterhalb der gefährlichen Schicht um ein ausreichendes Maß in die festen Schichten einzugreifen. (Vgl. Abbildungen 6, 7 und 8.)

Nach gebührender Abwägung aller Vorzüge die in gut durchdachter Weise dem Zimmermannschen System eigen sind, muß gesagt werden, daß dieses das Beste darstellt, was heute für die Überwindung aller Schwierigkeiten der Betonpfahlgründung besteht. Auch in wirtschaftlicher Hinsicht ist die Wirkung des Pfahles, wie vergleichende Kostenanschläge einwandfrei erkennen lassen, eine denkbar günstige.

Was die statische Berechnung des Z-Pfahles anlangt — abgesehen von der Beanspruchung bei exzentrischer Belastung und Knickung —, so kann man wohl aus dem Rammresultat nach den übrigen Rammformeln die Tragfähigkeit berechnen, muß sich aber bewußt bleiben, daß die tatsächliche Tragfähigkeit des Betonpfahles eine wesentlich höhere ist, weil die Reibung im Pfahlmantel zwischen dem Erdreich und dem rauen bzw. wulstigen Beton erheblich größer ist, als sie zwischen Erdreich und Eisen beim Rammen war, und daß ferner der Betonpfahl einen breiten Fuß hat, während der Rammpfahl eine Spitze hatte.

Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M.

DER ZWEISTIELIGE UNSYMMETRISCHE EINGESpanNTE RAHMEN.

Von Ingenieur Carl Ritter, Klotzsche-Königswald.

In einem der vorhergehenden Hefte habe ich gezeigt, auf welche einfache Weise die Momente für einen symmetrischen eingespannten Rahmen zu ermitteln sind. In Nachstehendem soll nun für einen unsymmetrischen eingespannten Rahmen die Momentenermittlung vorgeführt werden,

Wir verlegen auch hier wieder die Auflagerreaktionen X , Y und M_a nach dem durch einen festen Stab mit A verbundenen Punkte, dem Schwerpunkte des mit den elastischen Gewichten $\left(\int J^c ds\right)$ belasteten Rahmens, M_a geht alsdann in das Moment Z über.

Es ist auch hier wieder

$$M_x = M_0 - Xy - Yx + Z$$

$$\left. \begin{aligned} X &= \frac{\int M_0 y \frac{J^c}{J} ds}{\int y^2 \frac{J^c}{J} ds} = \frac{S_x}{T_x} \\ Y &= \frac{\int M_0 x \frac{J^c}{J} ds}{\int x^2 \frac{J^c}{J} ds} = \frac{S_y}{T_y} \\ Z &= - \frac{\int M_0 \frac{J^c}{J} ds}{\int \frac{J^c}{J} ds} = - \frac{S}{T} \end{aligned} \right\}$$

Unter Vernachlässigung der Normalkräfte und Temperatureinflüsse.

nur sind sämtliche Werte auf ein schiefes Achsen-system x, y bezogen. Die y -Achse verläuft vertikal

während die x-Achse unter einem Winkel φ derart geneigt anzunehmen ist, daß das Zentrifugalmoment der elastischen Gewichte, also

$$\int_{xy} J_c^c ds = 0$$

wird.

Nach Fig. 2 ist

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{y'_1}{x}; \quad y'_1 = x \operatorname{tg} \varphi$$

ferner

$$\cos \varphi = \frac{y}{y_1 - y'_1}$$

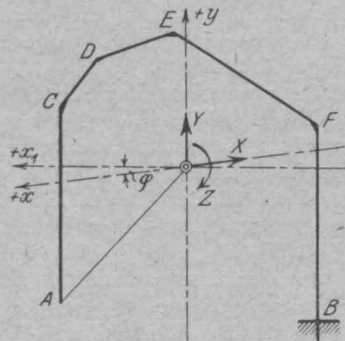


Fig. 1.

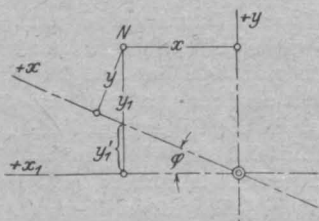


Fig. 2.

mithin

$$y = y_1 \cos \varphi - y'_1 \sin \varphi$$

$$y = y_1 \cos \varphi - x \operatorname{tg} \varphi \sin \varphi; \quad \sin \varphi = \operatorname{tg} \varphi \cos \varphi$$

$$= y_1 \cos \varphi - x \sin \varphi$$

und daher

$$\int_{xy} J_c^c ds = \cos \varphi \int_{xy} J_c^c ds - \sin \varphi \int_{x^2} J_c^c ds = 0$$

$$\sin \varphi \int_{x^2} J_c^c ds = \cos \varphi \int_{xy} J_c^c ds$$

$$\frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} = \operatorname{tg} \varphi = \frac{\int_{xy} J_c^c ds}{\int_{x^2} J_c^c ds}$$

und da

$$\int_{x^2} J_c^c ds = T y$$

so ist

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\int_{xy} J_c^c ds}{T y}$$

In Fig. 2 ist φ positiv angenommen, wird dagegen $\int_{xy} J_c^c ds$ negativ, so wird auch Winkel φ negativ.

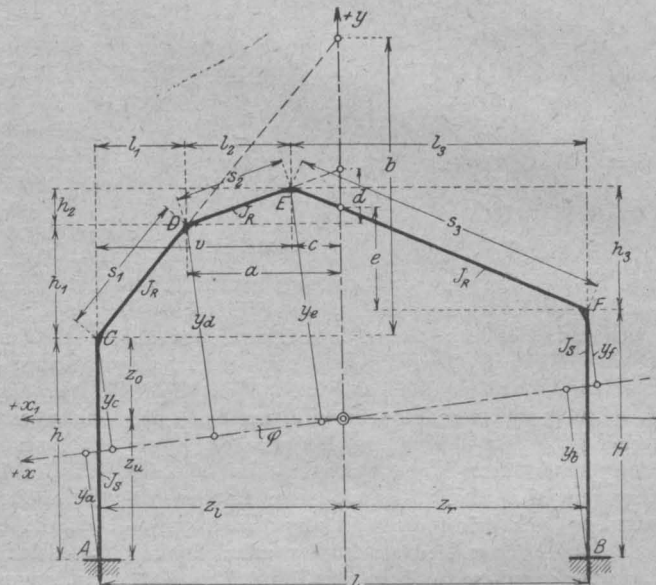


Fig. 3.

Bevor wir nun zum Rechnungsbeispiel gehen, wollen wir allgemein die Konstanten für Fig. 3 bestimmen.

Wir wählen wieder $J_c = J_R$, dann ist:

$$\text{für den Riegel } \frac{J_c}{J} = \frac{J_R}{J_R} = 1$$

$$\text{für die Stiele } \frac{J_c}{J} = \frac{J_R}{J_S} = k$$

und das elastische Gewicht des Rahmens wird

$$T = k(h + H) + s_1 + s_2 + s_3$$

die Schwerpunktsabstände ergeben sich zu

$$z_u = \frac{k\left(\frac{h^2}{2} + \frac{H^2}{2}\right) + s_1\left(h + \frac{h_1}{2}\right) + s_2\left(h + h_1 + \frac{h_2}{2}\right) + s_3\left(H + \frac{h_3}{2}\right)}{T}; \quad z_u = h - z_u$$

$$z_r = \frac{khl + s_1\left(1 - \frac{l_1}{2}\right) + s_2\left(\frac{l_2}{2} + l_3\right) + s_3\frac{l_3}{2}}{T}; \quad z_l = 1 - z_r$$

Bestimmung des Zentrifugalmomentes

$$\Phi x y_1 = \int x y_1 \frac{J_c}{J} ds.$$

Bezeichnen wir allgemein

$$\frac{J_c}{J} ds = ds', \text{ so ist } \Phi x y_1 = \int x y_1 ds'.$$

Zur Abkürzung setzen wir noch

$$a = z_1 - l_1; \quad b = \frac{h_1}{l_1} z_1; \quad c = z_1 - l_1 - l_2 = l_3 - z_r;$$

$$d = \frac{h_2}{l_2} (z_1 - l_1); \quad e = \frac{h_3}{l_3} z_r.$$

1. Stiel \overline{AC} $ds' = k dy_1$

$$\begin{aligned} {}_1\Phi x y_1 &= k \int x y_1 dy_1 = k z_1 \int_{-z_u}^{z_0} y dy_1 \\ &= k \frac{z_1}{2} (z_0^2 - (-z_u)^2) \end{aligned}$$

$$= k \frac{z_1}{2} (z_0 + z_u)(z_0 - z_u) = k \frac{z_1 h}{2} (z_0 - z_u).$$

2. Stiel \overline{BF} $ds' = k dy_1$

$$\begin{aligned} {}_2\Phi x y_1 &= k \int -x y_1 dy_1 = -k z_r \int_{-z_u}^{H-z_u} y_1 dy_1 \\ &= -k z_r \left[(H - z_u)^2 - (-z_u)^2 \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_2\Phi x y_1 &= -k \frac{z_r}{2} (H^2 - 2Hz_u + z_u^2 - z_u^2) \\ &= -k \frac{z_r H}{2} [(H - z_u) - z_u] \end{aligned}$$

3. Riegel \overline{CD}

$$\frac{ds}{dx} = \frac{s_1}{l_1}; \quad ds = \frac{s_1}{l_1} dx; \quad ds' = 1 \frac{s_1}{l_1} dx$$

daher

$${}_3\Phi x y_1 = \int x y_1 ds' = \frac{s_1}{l_1} \int x y_1 dx.$$

Die Gleichung der Geraden bezogen auf das Koordinatensystem x_1, y lautet:

$$y_1 = z_0 + b - \frac{h_1}{l_1} x$$

und somit

$$\begin{aligned} {}_3\Phi x y_1 &= \frac{s_1}{l_1} \int_a^{z_1} x \left(z_0 + b - \frac{h_1}{l_1} x \right) dx \\ &= \frac{s_1}{l_1} x^2 \left[\frac{z_0 + b}{2} - \frac{h_1}{3 l_1} x \right]_a^{z_1} \\ &= \frac{s_1}{l_1} \left[\frac{z_0 + b}{2} (z_1^2 - a^2) - \frac{h_1}{3 l_1} (z_1^3 - a^3) \right] \\ &= \frac{s_1}{l_1} \left[z_0 + b - \frac{h_1}{2} \frac{1}{(z_1 - a)} (z_1 + a) \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &- \frac{b}{3 z_1} \frac{1}{(z_1 - a)} (z_1^2 + z_1 a + a^2) \Big] \\ &= \frac{s_1}{2} \left[(z_0 + b)(z_1 + a) - \frac{2b}{3 z_1} z_1 (z_1 + a) - \frac{2b}{3 z_1} a^2 \right] \end{aligned}$$

$$= \frac{s_1}{2} (z_1 + a) \left(z_0 + \frac{b}{3} \right) - \frac{s_1 h_1}{3 l_1} a^2$$

und nach Einsetzen der Werte für a und b wird

$$\begin{aligned} {}_3\Phi x y_1 &= \frac{s_1}{2} (z_1 + z_1 - l_1) \left(z_0 + \frac{h_1}{3 l_1} z_1 \right) - \frac{s_1 h_1}{3 l_1} (z_1 - l_1)^2 \\ &= s_1 \left[z_0 \left(z_1 - \frac{l_1}{2} \right) + \frac{h_1}{3 l_1} \left(z_1^2 - \frac{l_1}{2} z_1 \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{h_1}{3 l_1} (z_1^2 - 2 z_1 l_1 - l_1^2) \right] \\ &= s_1 \left[z_0 \left(z_1 - \frac{l_1}{2} \right) + \frac{h_1}{3 l_1} \left(\frac{3}{2} z_1 l_1 - l_1^2 \right) \right] \\ &= s_1 \left[z_0 \left(z_1 - \frac{l_1}{2} \right) + \frac{h_1}{2} \left(z_1 - \frac{2}{3} l_1 \right) \right] \end{aligned}$$

4. Riegel \overline{DE}

$$\frac{ds}{dx} = \frac{s_2}{l_2}; \quad ds = \frac{s_2}{l_2} dx; \quad ds' = 1 \frac{s_2}{l_2} dx$$

somit

$${}_4\Phi x y_1 = \int x y_1 ds' = \frac{s_2}{l_2} \int x y_1 dx.$$

Die Gleichung der Geraden bezogen auf das Koordinatensystem x_1, y lautet:

$$y_1 = z_0 + h_1 + d - \frac{h_2}{l_2} x$$

es wird daher

$$\begin{aligned} {}_4\Phi x y_1 &= \frac{s_2}{l_2} \int_c^a x \left[z_0 + h_1 + d - \frac{h_2}{l_2} x \right] dx \\ &= \frac{s_2}{l_2} x^2 \left[\frac{z_0 + h_1 + d}{2} - \frac{h_2}{3 l_2} x \right]_c^a \end{aligned}$$

und nach Einsetzen der Grenzwerte und entsprechender Vereinfachung

$${}_4\Phi x y_1 = \frac{s_2}{2} (a + c) \left(z_0 + h_1 + \frac{d}{3} \right) - \frac{s_2 h^2}{3 l_2} c^2$$

nach Einsetzen der Werte für a, c und d erhalten wir endlich

$$\begin{aligned} {}_4\Phi x y_1 &= s_2 \left[(z_0 + h_1) \left(z_1 - l_1 - \frac{l_2}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{h_2}{2} \left(z_1 - l_1 - \frac{2}{3} l_2 \right) \right]. \end{aligned}$$

Diese Formel hätte sich auch, bei sinngemäßem Einsetzen der Buchstaben, aus der Gleichung für ${}_3\Phi x y_1$ ergeben.

5. Riegel \overline{EF}

$$\frac{ds}{dx} = \frac{s_3}{l_3}; \quad ds = \frac{s_3}{l_3} dx; \quad ds' = 1 \frac{s_3}{l_3} dx$$

mithin

$${}_5\Phi x y_1 = \int x y_1 \frac{J_c}{J} ds = \frac{s_3}{l_3} \int -x y_1 dx.$$

Die Gleichung der Geraden lautet:

$$y_1 = H - z_u + e - \frac{h_3}{l_3} (-x)$$

also

$$\begin{aligned} \Phi \times y_1 &= -\frac{s_3}{l_3} \int_c^{z_r} x \left[H - z_u + e + \frac{h_3}{l_3} x \right] dx \\ &= -\frac{s_3}{l_3} \left[H - \frac{z_u}{2} + e \left\{ (-z_r)^2 - c^2 \right\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{h_3}{l_3} \left\{ (-z_r)^3 - c^3 \right\} \right] \\ &= -\frac{s_3}{l_3} \left[H - \frac{z_u}{2} + e (z_r^2 - c^2) \right. \\ &\quad \left. - \frac{h_3}{l_3} (z_r^3 + c^3) \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &+ \frac{s_2}{3} (l_2^2 + 2 l_2 l_3 + l_3^2 + l_2 l_3 + l_3^2 + l_3^2) \\ &+ \frac{s_3}{3} l_3^2 \Big] - T z_r^2, \\ &= \left[k h l^2 + \frac{s_1}{3} (3 l^2 - 3 l l_1 + l_1^2) \right. \\ &\quad \left. + \frac{s_2}{3} (l_2^2 + 3 l_2 l_3 + 3 l_3^2) + \frac{s_3}{3} l_3^2 \right] - T z_r^2 \\ &= \left[k h l^2 + s_1 \left(l^2 - l l_1 + \frac{l_1^2}{3} \right) + s_2 \left(l_2 l_3 + l_3^2 + \frac{l_2^2}{3} \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{s_3}{3} l_3^2 \right] - T z_r^2, \\ T y &= \left[k h l^2 + s_1 \left\{ l (1 - l_1) + \frac{l_1^2}{3} \right\} \right. \\ &\quad \left. + s_2 \left\{ (l_2 + l_3) l_3 + \frac{l_2^2}{3} + s_3 \frac{l_3^2}{3} \right\} \right] - T z_r^2. \end{aligned}$$

Hieraus finden wir nun

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\Phi \times y_1}{T y}$$

Berechnung von $T x$.

Die auf die x-Achse bezogenen Ordinaten der Punkte A, B, C, D, E und F ergeben sich, unter Annahme eines negativen φ , zu

$$\begin{aligned} y_a &= -z_u \cos \varphi + z_l \sin \varphi; \\ y_b &= -z_u \cos \varphi - z_r \sin \varphi; \\ y_c &= +z_0 \cos \varphi + z_l \sin \varphi; \\ y_d &= + (z_0 + h_1) \cos \varphi \\ &\quad + z_l (1 - l_1) \sin \varphi \\ y_e &= + (z_0 + h_1 + h_2) \cos \varphi \\ &\quad + (z_l - l_1 - l_2) \sin \varphi; \\ y_f &= + (H - z_u) \cos \varphi - z_r \sin \varphi. \end{aligned}$$

Das Trägheitsmoment $T x$ erhält man nun mit Hilfe der y -Werte zu

$$\begin{aligned} T x &= k \frac{h}{3} (y_a^2 + y_a y_c + y_c^2) + \frac{s_1}{3} (y_c^2 + y_c y_d + y_d^2) \\ &+ \frac{s_2}{3} (y_d^2 + y_d y_e + y_e^2) + \frac{s_3}{3} (y_e^2 + y_e y_f + y_f^2) \\ &+ k \frac{H}{3} (y_f^2 + y_f y_b + y_b^2). \end{aligned}$$

Die y -Ordinaten sind mit entsprechenden Vorzeichen einzusetzen.

1. Vertikale Belastung.

Für den in Fig. 4 dargestellten Rahmen, welcher eine vertikale Belastung von 3,0 t pro lfdm. Horizontalprojektion aufzunehmen hat, sind die Momente zu bestimmen.

Ermittlung der Konstanten:

$$k = \frac{J_R}{J_S} = \frac{0,03}{0,04} = 0,75,$$

$$T = 0,75 \cdot (4,5 + 5,0) + 2,83 + 6,08 + 12,26 = 28,30 \text{ m.}$$

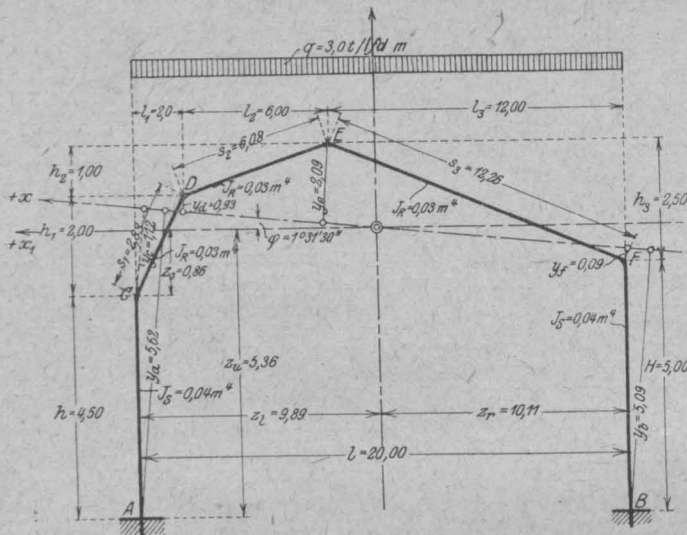


Fig. 4.

durch weitere Vereinfachung wird

$$\Phi \times y_1 = -\frac{s_3}{2} (z_r - c) \left(H - z_u + \frac{e}{3} \right) + \frac{s_3 h_3}{3 l_3} c^3$$

und nach Einsetzen der Werte für c und e wird schließlich

$$\Phi \times y_1 = -s_3 \left[(H - z_u) \left(z_r - \frac{l_3}{2} \right) + \frac{h_3}{2} \left(z_r - \frac{2}{3} l_3 \right) \right]$$

welche Gleichung auch ohne weiteres aus dem Vorhergehenden abzuleiten war.

Das Trägheitsmoment $T y$ ist:

$$\begin{aligned} T y &= \left[k h l^2 + \frac{s_1}{3} \left\{ l^2 + l (1 - l_1) + (1 - l_1)^2 \right\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{s_2}{3} \left\{ (l_2 + l_3)^2 + (l_2 + l_3) l_3 + l_3^2 \right\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{s_3}{3} (l_3^2 + l_3 \cdot 0 + 0^2) \right] - T z_r^2, \end{aligned}$$

$$= \left[k h l^2 + \frac{s_1}{3} (l^2 + l^2 - l l_1 + l^2 - 2 l l_1 + l_1^2) \right.$$

$$z_u = \frac{0,75 \cdot \left(\frac{4,5^2}{2} + \frac{5,0^2}{2}\right) + 2,83 \cdot \left(4,5 + \frac{2,0}{2}\right) + 6,08 \cdot \left(4,5 + 2,0 + \frac{1,0}{2}\right) + 12,26 \cdot \left(5,0 + \frac{2,5}{2}\right)}{28,30} = 5,36 \text{ m},$$

$$z_0 = 4,5 - 5,36 = -0,86 \text{ m};$$

$$z_r = \frac{0,75 \cdot 4,5 \cdot 20,0 + 2,83 \cdot \left(20,0 - \frac{2,0}{2}\right) + 6,08 \cdot \left(\frac{6,0}{2} + 12,0\right) + 12,26 \cdot \frac{12,0}{2}}{28,30} = 10,11 \text{ m};$$

$$z_1 = 20,0 - 10,11 = 9,89 \text{ m}.$$

Bestimmung des Zentrifugalmomentes:

$${}_1\Phi \times y_1 = 0,75 \cdot \frac{9,89 \cdot 4,50}{2} \cdot (-0,86 - 5,36) \dots \dots \dots = -103,81 \text{ m}^3$$

$${}_2\Phi \times y_1 = -0,75 \cdot \frac{10,11 \cdot 5,00}{2} \cdot \left\{ (5,00 - 5,36) - 5,36 \right\} \dots \dots \dots = +108,43 \text{ „}$$

$${}_3\Phi \times y_1 = 2,83 \left[-0,86 \left(9,89 - \frac{2,0}{2} \right) + \frac{2,0}{2} \left(9,89 - \frac{2}{3} 2,0 \right) \right] \dots \dots \dots = +2,58 \text{ „}$$

$${}_4\Phi \times y_1 = 6,08 \left[(-0,86 + 2,0) \cdot \left(9,89 - 2,0 - \frac{6,0}{2} \right) + \frac{1,0}{2} \cdot \left(9,89 - 2,0 - \frac{2}{3} 6,0 \right) \right] = +45,72 \text{ „}$$

$${}_5\Phi \times y_1 = -12,26 \left[(5,0 - 5,36) \cdot \left(10,11 - \frac{12,0}{2} \right) + \frac{2,5}{2} \left(10,11 - \frac{2}{3} 12,0 \right) \right] \dots = -14,20 \text{ „}$$

$$\Phi \times y_1 = +38,72 \text{ m}^3$$

$$T_y = \left[0,75 \cdot 4,50 \cdot 20,0^2 + 2,83 \cdot \left\{ 20,0 \cdot (20,0 - 2,0) + \frac{2,0^2}{3} \right\} + 6,08 \left\{ (6,0 + 12,0) \cdot 12,0 + \frac{6,0^2}{3} \right\} + 12,26 \cdot \frac{12,0^2}{3} \right] - 28,3 \cdot 10,11^2;$$

$$T_y = [1350,00 + 1022,56 + 1386,24 + 588,48] - 2892,60 = 1454,68 \text{ m}^3;$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{38,72}{1454,68} = 0,02662;$$

$$y_d = (-0,86 + 2,00) \cdot 0,99965$$

$$- (9,89 - 2,00) \cdot 0,02661 = +0,93 \text{ m},$$

$$\varphi = 1^\circ 31' 30'' \quad \cos \varphi = 0,99965 \quad \sin \varphi = 0,02661$$

$$y_e = (-0,86 + 2,00 + 1,00) \cdot 0,99965$$

$$- (9,89 - 2,00 - 6,00) \cdot 0,02661 = +2,09 \text{ m},$$

$$y_a = -5,36 \cdot 0,99965 - 9,89 \cdot 0,02661 = -5,62 \text{ m},$$

$$y_b = -5,36 \cdot 0,99965 + 10,11 \cdot 0,02661 = -5,09 \text{ m},$$

$$y_r = (5,00 - 5,36) \cdot 0,99965$$

$$+ 10,11 \cdot 0,02661 = -0,09 \text{ m}.$$

$$\begin{aligned} T_x &= 0,75 \cdot \frac{4,50}{3} \left\{ (-5,62)^2 + (-5,62) \cdot (-1,12) + (-1,12)^2 \right\} + \frac{2,83}{3} \left\{ (-1,12)^2 + (-1,12) \cdot 0,93 + 0,93^2 \right\} \\ &\quad + \frac{6,08}{3} \left\{ 0,93^2 + 0,93 \cdot 2,09 + 2,09^2 \right\} + \frac{12,26}{3} \left\{ 2,09^2 + 2,09 \cdot (-0,09) + (-0,09)^2 \right\} \\ &\quad + 0,75 \cdot \frac{5,00}{3} \left\{ (-0,09)^2 + (-0,09) \cdot (-5,09) + (-5,09)^2 \right\} \end{aligned}$$

$$= 44,02 + 1,02 + 14,54 + 17,12 + 32,97 = 109,67 \text{ m}^3$$

(Schluß folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Die Zusammenstellung von Beton. Von van der Kloes. In Gewapend Beton 1918, Novemberheft kritisiert v. d. Kloes die in Art. 5 der Gewapend Beton Vorschriften des K. I. v. Ingenieurs niedergelegten Bestimmungen über die Zusammensetzung von Beton und Mörtel. 1:1:1 oder 1:1:1½ u. s. w. erklärt er für ungeeignete Vorschriften. Man solle die Hohlräume im Kleinzuschlag bestimmen und eine Mörtelmenge ver-

wenden, die zu ihrer Ausfüllung mindestens ausreicht. Auf Grund der von ihm aufgestellten Hohlraumverhältnisse behauptet er dann, daß Mörtel 1 Z: 1½ Sand (0,76 Rtl. Kittmasse für 0,63 Rtl. Hohlräume) wasserdicht sei, erfahrungsgemäß aber zu sehr schwinde, während 1 Z: 2 Sand (0,76 Rtl. Kittmasse für 0,84 Rtl. Hohlräume) nicht wasserdicht sei und außerdem noch zu sehr schwinde. Hierbei sei auf 1 Rtl. Zement nur 0,25 Rtl. Wasser gerechnet. Nehme man die praktisch für den Mörtel nötige Anmachwassermenge, so vermehre sich das Schwinden noch mehr. (Die Bemerkungen über das Schwinden von Mörtel rechnen

jedoch schon mit der größeren Wassermenge!) Die Ausführungen laufen auf eine Bezweiflung der Rostsicherheit der Eiseneinlagen hinaus. Dem gegenüber weist — ebenda — Verheij auf wohlbewährte Ausführungen hin und hält v. d. Kloes vor, daß er stets nur die mangelhaft ausgeführten Bauten zur Beweisführung heranziehe.

Beton aus Hochofenschlacke. Das von Kleinlogel kürzlich erschienene Buch gleichen Titels wird eingehend besprochen in der D. B. Ztg. Mitt. f. Zem. u. Beton 1918 Nr. 22.

Zement-Kalk-Mörtel. In der Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 124 werden unter dem Hinweise, daß Sparsamkeit auch im Verbräuche von Zement geübt werden solle, die Ergebnisse von Versuchen mitgeteilt, die die Vereinigten Braunsdorfer Dolomitwerke, Braunsdorf bei Tharandt (Dresden in der Techn.-Mech. Versuchsanstalt Dresden haben durchführen lassen. Diese Versuche geben Aufschluß über die Höhe der Festigkeitsrückgänge, die infolge der Zementstreckung durch Kalk eintreten. Ebenso sind diese aus dem von R. Dyckerhoff bereits vor mehr als 30 Jahren angestellten Versuche zu erkennen, deren Ergebnisse ebenfalls wiedergegeben werden. Auch Dyckerhoff ist immer wärmstens für verlängerte Zementmörtel eingetreten.

Das System Kalk-Tonerde-Kieselsäure und seine Beziehungen zur Hochofenschlacke und zum Portlandzement. Prof. Dr. B. Neumann, Breslau gibt in Stahl und Eisen 1918 Nr. 42 einen Überblick über die Gesamtergebnisse der im Carnegie-Institut angestellten Versuche mit 1000 Gemischen.

Etwas über Zement. In der Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 137 wird die Ansicht bekämpft, daß Portlandzement durchweg überall in gleicher Güte in den Handel gebracht werde. Man solle die Wertunterschiede nicht verwischen.

Falsche Schlüsse. Zu den unter dieser Überschrift kürzlich in der Tonindustriezeitung gemachten Ausführungen nimmt Herr Dr. A. Guttman als der Angegriffene scharf Stellung, ebenda in Nr. 128.

II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Schlankheitsgrenze bewehrter Betonsäulen und zulässige Belastung bezüglich der Knickung. Von J. A. Kuijlaars, Kaptein der Genie. Verfasser erörtert die Grundlagen, die zu der Annahme der Zahl 18 als Grenzwert der Größe l/a geführt haben, unterhalb deren von einer Nachrechnung der Knicksicherheit nach Euler abgesehen werden kann. Er kommt zu der neulich auch vom Schreiber dieses vertretenen Ansicht, daß man die Zugzone bei der Berechnung des Trägheitsmomentes nicht auszuschließen brauche. De Ingenieur 1918 Nr. 48.

Bemessungsformeln für umschnürten Beton. Von Dipl.-Ing. O. Henkel, Magdeburg. In „Der Brückenbau“ 1918 Heft 21 leitet Dipl.-Ing. Henkel in seiner klaren Weise sehr brauchbare Formeln für die Bemessung umschnürter Betonquerschnitte ab, deren Benutzung für die Praxis sehr empfehlenswert ist. Selbstverständlich ist dabei die in den amtlichen Bestimmungen von 1916 vorgeschriebene Formel $P = (F_k + 15 \cdot F_e + 45 \cdot F_s) \sigma_b$ benutzt. Ein Beispiel erläutert in sofort verständlicher Weise die Anwendung. Die Ableitung beruht auf der Gleichung $F_k + 15 \cdot F_e + 45 \cdot F_s = 2 F_b$. Daraus geht hervor, daß die nach Henkel bemessenen Querschnitte die stärkste zulässige Bewehrung erhalten, denn die amtlichen Bestimmungen geben $2 F_b$ als Grenzwert an. Wenn man schon eine Umschnürung anwendet, wird man zwar im allgemeinen auf eine möglichst ausgiebige Verminderung der Betonabmessungen zustreben. Immerhin scheint es nicht gerade erwünscht, einen zulässigen Grenzfall zur Regel zu machen. Die Mitteilung entsprechender Formeln für Fälle mit $F_k + 15 F_e + 5 F_s < 2 F_b$ wäre also erwünscht.

Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau. Von Ing. O. Leuprecht in Fa. Ing.-Büro Klingler & Leuprecht, Basel. Ableitung und Wiedergabe eines Diagramms für Plattenbalken, bei denen die Zugspannungen im Beton einen gewissen Wert nicht überschreiten sollen. Das von Mörsch-Hager für deutsche Verhältnisse aufgestellte Diagramm wird für ein beliebiges Verhältnis n und $E_{bz} : E_{bd}$ verallgemeinert, sodaß es z. B. auch bei Befolgung der österreichischen und der schweizerischen Vorschriften verwendet werden kann. Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1918 Nr. 29.

Berechnung rechteckiger Rahmen auf Grund des Mohrschen Satzes. Eine klare und übersichtliche Behandlung der Rahmen mit Hilfe von Mohrs Satze über die Biegelinie als Seileck gibt in „Der Brückenbau“ 1918 Heft 20 Dipl.-Ing. O. Henkel, Magdeburg.

Berechnung und Anwendung der meist vorkommenden Rahmenkonstruktionen. Von Ing. J. de Booi. Mit Tabellen in der holländischen Zeitschrift De Ingenieur 1918 Nr. 43.

Vereinfachte neue Bauweisen. Die Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 136 und 137 entnimmt einem Vortrage, den Stadtbauinspektor Dr.-Ing. M. Wolf, Dortmund in Cöln gehalten hat, reichhaltige Angaben über neue sparsame Kleinwohnungsbauweisen. Es werden hierbei naturgemäß auch eine Reihe Betonverwendungen besprochen.

Zementplatten für Fußstege. Bemerkung zu dem in Nr. 123 der Tonind.-Ztg. hierüber Gesagten. Zerfrieren der Platten komme oft von einer zu kurzen Lagerungsfrist. Im Herbst ver-

fertigte Platten würden am besten erst im folgenden Frühjahr verlegt. Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 130.

Unfallstatistik des D. A. f. E. Fall 21. Einsturz einer Eisenbetondecke. Der Bericht hierüber von Lorenz-Meyer erscheint auch in Arm. Beton 1918 Heft 12.

Dünne Betondächer als Eisenbetonkonstruktion. Priv.-Doz. Dr. Kleinlogel erwidert auf die Einwendungen, die Herr Dr. Müller gegen Kleinlogels erste unter diesem Titel erschienene Ausführungen erhoben hatte. Letztere waren der Auszug eines Sachverständigen-Gutachtens Dr. Kleinlogels, während Dr. Müller Oberingenieur der ausführenden Firma ist. — Die Notwendigkeit von Trennungsfugen in einem mit Betondachhaut versehenen Eisendach wird von beiden Seiten anerkannt. D. B. Ztg. Mitt. f. Beton und Zement 1918 Nr. 23.

2. Hochbau.

Neubau der Tribünenanlage des Wiener Trabrennvereins, Von Ing. Josef Ant. Spitzer, Direktor von Westermann & Co., Wien. Der Wiener Trabrennverein hat eine 275 m lange Eisenbetontribüne in den Jahren 1912 bis 1914 in Wien errichten lassen. Eine Beschreibung der Gesamtanordnung sowie der baulichen Behandlung des wohl gelungenen Baues bringt Beton und Eisen 1918 Heft 19/20 an Hand von 16 Abb.

Die Bauten der Rohrbacher Zucker raffinerie A.-G., Rohrbach i. M. Von Arch. Carl Ernst Stephan D. F. A. Dresden. Ein umfangreicher Eisenbetonbau mit verschiedenen interessanten Einzelheiten wird vom architektonischen Standpunkte aus besprochen und mit zahlreichen guten Abbildungen vorgeführt in „Der Industriebau“ 1918 Heft 11.

Neue Ausführungen von Eisenbeton-Schleudermasten. Wiederholt tritt Geheimrat Prof. M. Foerster, Dresden, für die Eisenbeton-Schleudermasten ein, die sich, wie seine Ausführungen und die 9 beigelegten Abbildungen zeigen, dauernd weiteren Anwendungsbereich sichern. Besonders Interesse dürfte den Mitteilungen über die mit gutem Erfolge erprobte Anwendung von Schleuderstäben als Gründungspfähle (mit Spülkanal) begegnen. Arm. Beton 1918 Heft 11.

Getreidesilo am Maashafen zu Rotterdam. Von Arch. M. Brinkman. Beschreibung des Baues in seiner Gesamtheit und in seinen Einzelheiten. Mitteilung der Berechnung; zahlreiche Abbildungen, Zeichnungen und Lichtbilder. Holländisch in Gewapend Beton 1918 Dezemberheft.

Zur Berechnung einseitig beanspruchter Mauerquerschnitte bei Kraftangriff außerhalb des Kerns. Dipl.-Ing. O. Henkel stellt der von E. Elwitz in Nr. 51 bis 53 des Zentralblatts der Bauverwaltung gegebenen Ableitung eine andere gegenüber. Für den Eisenbetonbau

ist auch diese natürlich nicht von Bedeutung. Zentralblatt der Bauv. 1918 Nr. 90.

Die Clapeyronsche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung. Von Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Charlottenburg. Die Anwendung dieses Behandlungsverfahrens wird an 22 Beispielen vorgeführt. D. B. Ztg. Mitt. f. Zem. und Beton 1918 Nr. 20 und 22.

III. Versuche mit Eisenbeton.

D. A. f. Eisenbeton Heft 40, 41 und 42 werden von C. Haberkalt in der österreichischen Wochenschr. für den öffentl. Baudienst 1918 Heft 49 eingehend besprochen.

Brandproben an Eisenbetonbauten. Besprechung des Berichtsheftes 41 des D. A. f. E. durch Lorenz-Meyer im Zentralbl. d. Bauv. 1918 Nr. 86 sowie in der D. B. Ztg. 1918 Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 21.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die neuen österreichischen Vorschriften für Eisenbeton und Stampfbeton. Die Vorschriften von 1911 sind durch einen Nachtrag vom 15. September 1918 zugunsten einer besseren Baustoffausnutzung geändert worden. Insbesondere ist die zulässige Eisenzugspannung von 1000 auf 1200 kg/qm hinaufgerückt worden (für Hochbauten). Auch die zulässige Betondruckspannung für Achsendruckkräfte ist erhöht worden. Wie bei den deutschen Vorschriften wird nicht mehr das Mischungsverhältnis, sondern die Würfel-festigkeit des Betons maßgebend gemacht. Der Dichte wegen ist natürlich eine untere Grenze des Mischungsverhältnisses beibehalten. Dem Qualitätsbeton sind besondere Zugeständnisse gemacht worden. Die Grenze der voll anrechenbaren Eisenbewehrung ist auf 3 % erhöht worden (wie in Deutschland). Ringbügel sind Schraubenbewehrungen gleichgestellt. Anschließend gibt Verfasser die Änderungen an, die in dem Haberkalt-Postuvanschitzschen Werke nunmehr einzutreten haben. Besonders wird hingewiesen auf die Tatsache, daß Eisenbetonbalken, deren σ_z - und σ_{dr} -Spannungen zugleich voll ausgenutzt werden, Betonzugspannungen erhalten, die sich unter der Betonzugfestigkeit halten; man braucht also die sonst oft nötige Nachrechnung nicht durchzuführen. Ministerialrat K. Haberkalt i. d. österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1918 Heft 45 und 46.

V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise. Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen. Bauunfälle.

Übersicht über die nachteiligen Eigenschaften von Eisenbeton und dessen An-

wendung. Von P. A. M. Hackstroh. Diese im Oktoberheft des holländischen Gewapend Beton gemachten Ausführungen stellen einen besonders heftigen Angriff auf die Eisenbetonbauweise dar. In einer demnächst in Armiertem Beton erscheinenden Erwiderung wird der Inhalt in seinen Hauptzügen wiedergegeben werden.

Die Bauten der „Königsberger Speicher-A.-G.“ am Hafenbecken IV des neuen Industrie- und Handelshafens in Königsberg i. Pr. Von Stadtbaurat Kutschke in Königsberg i. Pr. Bedeutung, Zweck, Betriebsweise, Gesamtgestaltung und Einrichtung dieser neuen Anlage werden, erläutert durch zahlreiche Abbildungen, vorgeführt in D. B. Ztg. 1918 Mitt. f. Zement und Beton Nr. 21. Schluß folgt.

3. Brückenbau.

Die elektrische Solothurn-Bern-Bahn. In dem hierüber in der Schweizerischen Bauzeitung 1918 gegebenen Berichte befindet sich in der Nummer vom 2. November 1918 eine Beschreibung der Brücken, von denen hier drei Eisenbetonbrücken über Eisenbahneinschnitte zu nennen sind. Durchlaufende Hauptträger (4), dünne Zwischenstützen (2 Joche), die (wegen ihrer Schlankheit erschien das erlaubt) als Pendelstützen berechnet worden sind. Schlichte, schmutzige Bauwerke. Flügelmauern u. dergl. entfallen, da die Träger bis zur Böschungskrone reichen. Eine der Brücken ist eine Eisenbahnbrücke.

Zwillingsbogenbrücke über die Rhone bei Lyon. Eine Steinbrücke namens „Pont Wilson“ ist am 14. Juli 1918 in Lyon dem Verkehr übergeben worden. Größte Stützweite 49 m, Gesamtlänge 225 m, Gesamtverkehrsbreite 20,10 m, Breite der beiden Einzelbogen 5,05 m, Verbindung durch Eisenbetonfahrbahntafel, wie bei der Pétrussebrücke in Luxemburg. Auflagerung jedoch auf besonderen Punkten in Mitte der Einzelbogen. Kantenpressung dadurch vermieden. Anordnung eines längslaufenden kräftigen Eisenbeton-Verbindungsbalkens über den Auflagern. Sehr beachtenswert erscheint ein im Anschlusse an diese Ausführung von Ing. A. Auric gemachter Vorschlag, die (leichten) Fußwege in die Brückenmitte, die Fahrbahnen nach außen zu verlegen, um so den Eisenbetonüberbau leicht ausbilden zu können. Schweizerische Bau-Ztg. vom 5. Oktober 1918 nach Génie civil vom 13. Juli und vom 3. August 1918.

4. Wasserbau.

Der Abschlußdeich der Zuider-See und der Gebrauch von Eisenbeton dabei.

Fr. C. Wolterbeek macht kurz vor Aufstellung der endgültigen Pläne für diesen Deich auf die Verwendung von Eisenbeton aufmerksam. Gewöhnliche Dämme aus Baggergut, wie sie hier zunächst in Aussicht genommen sind, werden vermutlich von selbst bei Durchnässung sehr flache Böschungen erhalten, da das Baggergut aus reinem feinkörnigen Sande besteht. Der Vorschlag, Eisenbeton zu verwenden, sieht als Unterbau Eisenbetonsenkklästen vor, auf die sich die Dammschutzkörper aufsetzen. An der Seeseite ist dies eine 1:1½ geneigte, auf Eisenbetonbinder gelagerte bewehrte Platte. Die beigelegte Abbildung erscheint sehr beachtlich. Die Schalung kann gespart werden, da der Beton der Platte auf die Böschung des Sandes aufgebracht werden kann. Bedenklich scheint nur die Frostfrage in dem unter der Böschungsplatte befindlichen nassen Sande. Irgendeine bewegliche Lagerung erscheint deshalb wohl geboten. Gewapend Beton 1918, Dezemberheft.

5. Grundbau.

(Pfahlgründungen.)

Zur Berechnung der Pfahlroste. Von Dipl.-Ing. O. Henkel, Magdeburg. Verteilung der Last auf die Pfähle, Schrägpfähle. D. Bau-Ztg. 1918, Mitt. für Zement und Beton Nr. 20 und 21.

6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städt. Tiefbau.

— — —

7. Schiffbau.

Vergleiche zwischen Stahl- und Betonschiffen. Nach allgemeinen Ausführungen werden die beiden Schiffsarten verglichen nach den auf der letzten Jahresversammlung der „Institution of Naval Architects“ gemachten Zahlenangaben von W. Pollock (300-t-Schiff), Major Maurice Denny (6000-t-Schiff) sowie den Angaben über ein ausgeführtes Schiff von 2130 t Wasserverdrängung nach „Engineering“ und denen des Norwegers Alfsen über die Kosten. Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 135.

Ein Schwimmdock für Eisenbetonschiffe. Dr. Fritz von Emperger, Wien bespricht in Beton und Eisen 1918 Heft 19/20 das patentierte, wendbare Dock des Herrn Obering. Ivar Arstad, Trier (D. R. P. 307 617). In solch einem Dock können die Schiffe kieloben hergestellt und vor dem Stapellauf gewendet werden. 1 Seite.

VI. Sonstiges.

Wirtschaftliches, Personen- und Vereinsnachrichten.

— — —

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Vertreter der Technik in der Friedens-Delegation.

Die ganze Zukunft Deutschlands hängt von einer geeigneten Vertretung auf den Friedensverhandlungen, deren Kernpunkt wirtschaftliche Fragen bilden, ab. Der Feind will unsere Bodenschätze und unsere Industrie rücksichtslos ausbeuten.

Ob und inwieweit Lasten, die unserer Industrie und Wirtschaft auferlegt werden, ertragen werden können, kann jedoch nur der Fachmann beurteilen, er allein ist imstande, einen Einspruch so zu begründen, daß der Gegner in den Augen der ganzen Welt ins Unrecht gesetzt wird.

Der Bund technischer Berufsstände hat daher an die Regierung eine Entschliebung gerichtet, in der er auf Grund einmütigen Beschlusses seiner ordentlichen Mitgliederversammlung fordert, daß in die Friedensdelegation Techniker als vollberechtigte Mitglieder aufgenommen werden, und zwar in einer Zahl, die der Bedeutung der Technik für das deutsche Wirtschaftsleben entspricht, und daß diesen Mitgliedern Ausschüsse hervorragender Fachleute aus allen Industriezweigen zuzuteilen sind.

Bei der fundamentalen Bedeutung dieser Angelegenheit für die ganze Zukunft unseres Volkes kann erwartet werden, daß Regierung und Öffentlichkeit diese Bestrebungen in weitgehendstem Maße unterstützen.

Vor allem aber ist es Pflicht jedes Technikers und besonders derjenigen, die zur Teilnahme an den genannten Fachausschüssen befähigt sind, sich rückhaltlos in den Dienst dieser Sache zu stellen.

Bund technischer Berufsstände.
Berlin W., Potsdamer Str. 118c.

Anfrage.

Silo. Für einen dem Wetter sehr ausgesetzten dünnwandigen 25 m hohen Zellsilo in Eisenbeton wird für die Außenflächen ein absolut wasserdichter Putz verlangt. Welches Dichtungsmittel kommt hierfür in Frage?

Beantwortung:

Zur Erzielung eines absolut dichten äußeren Putzes für einen 25 m hohen Zellsilo empfehlen wir Zementmörtel mit Zusatz von Anti-Aqua, Ceresito der Preolit-Dichtungsmittel. Bei sachgemäßer Behandlung wird der angestrebte Zweck mit Sicherheit erreicht.

Weitere Mitteilungen in dieser Sache werden gern von der Schriftleitung entgegengenommen.

Haftung des Bauherrn für die Beiträge zur Baugewerksberufsgenossenschaft.

(Entscheidung des Reichsversicherungsamts vom 8. Oktober 1917.)

(Nachdruck verboten.) Eine Baufirma, deren Inhaber Ausländer waren, hatte im Jahre 1914 für verschiedene Auftraggeber Bauarbeiten ausgeführt. Bald nach Kriegsausbruch, im Oktober 1914, kehrten die Inhaber der Firma nach ihrer Heimat Italien zurück, ohne die Beiträge an die Baugewerksberufsgenossenschaft entrichtet zu haben. Da die Berufsgenossenschaft auch von dem Bevollmächtigten der Baufirma Zahlung nicht erhalten konnte, wandte sie sich an die Bauherren, für welche die Firma tätig gewesen war, mit dem Ersuchen, die Prämien zu übernehmen, und das Oberversicherungsamt gab diesem Verlangen der Berufsgenossenschaft auch statt. Die Beschwerde der Bauherren gegen diese Entscheidung blieb ohne Erfolg. — Die auf Zahlung der Prämien in Anspruch Genommenen hatten besonders darauf hingewiesen, daß es ihnen möglich gewesen wäre, durch Verkauf von Steinen, die noch für die Baufirma lagerten, den Prämienanspruch der Berufsgenossenschaft zu befriedigen, wenn die Berufsgenossenschaft früher an sie — die Bauherren — herangetreten wäre, während sie nun gegebenenfalls selbst die Beiträge bezahlen mußten. Sie drangen aber mit diesem Einwande nicht durch.

Es liegt hier ein nicht gewerbsmäßiger Baubetrieb vor, so führte das Reichsversicherungsamt aus, bei dessen Zahlungsunfähigkeit die Bauherren für die berufsgenossenschaftlichen Beiträge haften. Nur dann ist ein Baubetrieb als ein gewerbsmäßiger anzusehen, wenn er für längere Dauer errichtet ist und der Bauausführende das Risiko der Arbeit trägt. Die Beschwerdeführer können sich nicht darauf berufen, daß laut Vertrag die Baufirma die Arbeiten auf eigene Rechnung übernommen habe und daß sie — die Bauherren — die Inhaber der Baufirma als Unternehmer eines gewerbsmäßigen Baubetriebes angesehen hätten; denn auf dem Gebiete der reichsgesetzlichen Unfallversicherung sind privatrechtliche Abmachungen nicht entscheidend, sondern es kommt auf die tatsächlichen und wirtschaftlichen Verhältnisse an. Die Prüfung dieser Verhältnisse hat ergeben, daß die Inhaber des Baugeschäftes — ein früherer Schuhmacher und ein Maurerpolier — nicht in so gefestigter Lage waren, daß sie einen gewerbsmäßigen Baubetrieb unterhalten konnten. Es ist auch festgestellt, daß sie ständig selbst mitarbeiteten und bei der Löhnung ihrer Hilfskräfte auf die Mittel ihrer Bauherren angewiesen waren. — Auch der Einwand der Beschwerdeführer, die Berufsgenossenschaft sei zu spät an sie herangetreten, ist nicht zu beachten, denn diese mußte nach dem Gesetz erst die Einziehung der Prämie von dem bevollmächtigten Vertreter der Firma versuchen, und erst nachdem dessen Zahlungsunfähigkeit festgestellt war, konnte die Berufsgenossenschaft die Bauherren wegen der Prämien in Anspruch nehmen. (Reichsversicherungsamt Nr. I, 9, I B. S/17.)

Freiwillige Kassenmitgliedschaft eines Kriegsteilnehmers. Muß die Krankenkasse die für einen Vermißten über seinen Tod hinaus gezahlten Beiträge zurückerstatten?

(Entscheidung des Versicherungsamts Leipzig vom 19. März 1918.)

(Nachdruck verboten.) Ein Handwerker war seit seiner im August 1914 erfolgten Einberufung zum Heeresdienste freiwilliges Mitglied der Krankenkasse, der er bis dahin als Pflichtmitglied angehört hatte. Seine Ehefrau hatte, obgleich er seit Oktober 1915 vermißt wurde, doch

die freiwilligen Beiträge weiterbezahlt, weil sie hoffte, daß ihr Mann noch am Leben sei. Erst im April 1917 erlangte sie die Gewißheit, daß ihr Mann bereits im Oktober 1915 gefallen war, und nun forderte sie von der Kasse die seit dem Tode ihres Mannes für ihn entrichteten freiwilligen Beiträge zurück. — Die Kasse lehnte die Erstattung der Beiträge ab. Die für das Jahr 1915 gezahlten Beiträge — so behauptete die Kasse — seien bereits verjährt, und auch im übrigen bestehe kein rechtlicher Anspruch auf deren Rückzahlung, da die Kasse ja während der ganzen Beitragsdauer das Risiko getragen habe und der Antragstellerin auf Verlangen auch hätte Familienhilfe gewähren müssen.

Auf Klage der Ehefrau des Gefallenen hat das Versicherungsamt Leipzig die Krankenkasse zur Erstattung der Beiträge für 1916 und 1917 verurteilt, die für 1915 entrichteten Beiträge jedoch gemäß § 29 Abs. 2 der Reichsversicherungsordnung für verjährt erklärt.

Die freiwillige Mitgliedschaft — so heißt es in den Gründen — ist ein Akt des persönlichen Willens und stützt sich lediglich auf die Person des Versicherten. Dieser persönliche Wille erlischt mit dem Todestage ohne weiteres. Also ist auch die freiwillige Mitgliedschaft des Ehemannes der Klägerin und seine Verpflichtung zur Beitragsleistung mit seinem Todestage erloschen. Die Beiträge über den Todestag hinaus sind zu Unrecht gezahlt und angenommen worden, und die Beklagte ist verpflichtet, sie, soweit sie nicht gemäß § 29, Abs. 2, verjährt sind, zurückzuerstatten. (Versicherungsamt Leipzig, IX B. 44).

Urkundenfälschung durch unrichtige Stempelung einer Lohnkarte.

Entscheidung des Reichsgerichts vom 4. Januar 1918.

(Nachdruck verboten.) In einer Fabrik besteht die Einrichtung, daß die Arbeiter bei Beginn und Beendigung ihrer Arbeit aus einem aufgestellten Kasten ihre Lohnkarte nehmen und in den Mechanismus einer Uhr stecken. Von dieser wird auf die Karte die Tageszeit gestempelt, zu der der Arbeiter seine Tätigkeit in der Fabrik beginnt bzw. beendet.

Ein Arbeiter A. verließ nun an mehreren Tagen je zwei Stunden früher als üblich die Arbeit und an zwei Tagen blieb er der Fabrik gänzlich fern. Ein anderer Arbeiter, B., steckte nun zu Beginn bzw. am Schlusse der ordentlichen Arbeitszeit für A. dessen Karte in die Uhr, sodaß also dessen Lohnkarte so gestempelt wurde, als hätte er die regelmäßige Arbeitszeit innegehalten.

Der Arbeiter B. wurde nun wegen Urkundenfälschung bestraft, und das Reichsgericht hat dieses Urteil bestätigt. Die Stempelaufdrucke — so heißt es in den Gründen — stellen sich als beweis erhebliche Privaturkunden im Sinne des § 267 des Strafgesetzbuchs dar. Die Feststellungen ergeben, daß hier eine fälschliche Anfertigung von Stempelaufdrucken vorliegt. Indem der Angeklagte B. statt des A. dessen Lohnkarte abstempelte, fertigte er eine Privaturkunde: die zum Beweise von Rechten oder Rechtsverhältnissen von Erheblichkeit ist, fälschlich an. Denn er verlieh der im Stempelaufdruck enthaltenen Erklärung den Anschein, als wenn sie von A. herrühre, während sie in Wahrheit von ihm, B., ausgestellt war.

Es ist auch festgestellt, daß von der Urkunde zum Zwecke einer Täuschung Gebrauch gemacht worden ist. Es ist nicht erforderlich, wie der Angeklagte meint, daß der Täter dem Dritten die Urkunde aushändigt oder vorlegt, sondern es genügt, daß er sie an einen Ort bringt, wo sie, wie er weiß, dem Dritten zugänglich ist und von ihm eingesehen werden kann. Das ist hier geschehen. B. hat die Lohnkarte nach jedesmaliger Ab-

stempelung in den Kasten zurückgelegt, wo sie zum Zwecke der Lohnabrechnung zur Verfügung des Fabrikbesitzers stand.

Sonach rechtfertigte sich die Bestrafung des Angeklagten. (Reichsger. IV, 632/17.)

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Ingenieur Friedrich Bleich in Wien. Mit 108 Textfiguren. Verlag Julius Springer, Berlin 1918. Preis geh. 12.— M.

Der Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Systeme nach Mohr und Castigliano — also auf Grund des Satzes von der Formänderungsarbeit — stellen sich bei der praktischen Durchführung Schwierigkeiten entgegen. Hierdurch sind Versuche veranlaßt, für diese Systeme eine Berechnungsart durchzuführen, die sich auf die Betrachtung des geometrischen und elastischen Zusammenhanges der einzelnen Glieder gründet. Aber auch diese Verfahren blieben in erster Linie auf Sonderfälle zugeschnitten. Aus diesen Überlegungen heraus wendet der Verfasser den „Viermomentensatz“ zur allgemeinen Lösung mehrfach statisch unbestimmter Systeme an. Das Wesentliche an diesem Satz beruht auf der Aufstellung von Kontinuitätsbedingungen für die Unveränderlichkeit des Winkels, den zwei in einem Punkte steif miteinander verbundene Stäbe einschließen. Diese Kontinuitätsgleichung erscheint in Form einer Gleichung zwischen 2 Differentialquotienten, deren Beträge in allgemeiner Form berechnet werden können. Das Ergebnis dieser Integration wird durch den Viermomentensatz dargestellt, der seinen Namen daraus ableitet, daß die Gleichung eine Verknüpfung zwischen den 4 Endmomenten der beiden im betrachteten Punkte steif angeschlossenen Stäbe darstellt. Da die Zahl der Kontinuitätsbedingungen in der Regel nicht ausreicht, um alle Unbekannten zu finden, so werden noch weitere geometrische Zusammenhänge zur Bestimmung der Unbekannten aufgestellt. Zunächst werden in dem Bleichschen Buch behandelt: Die Elastizitätsbedingungen der Methode des Viermomentensatzes, alsdann Tragwerke mit geraden oder schwach gekrümmten Stäben von unveränderlichem Querschnitte, ferner Beispiele für die Anwendung der Methode des Viermomentensatzes, zu der die Ermittlung der Formänderungen von Stabsätzen und die Darstellung der Biegelinien nach dem Viermomentensatz gehört; endlich wird dieser Satz benutzt zur Berechnung von Tragwerken aus Stäben, bei denen innerhalb der Stabfelder das Tragwerksmoment sich stetig verändert, sowie für Tragwerke allgemeiner Form.

Ein Hauptvorteil der allgemeinen Methode von Bleich ist der, daß die Auswahl der statisch nicht bestimmbar Größen erst nach Aufstellung der Elastizitätsbedingungen erfolgt; sie kann daher so getroffen werden, daß die Rechenarbeit möglichst gering wird. Oft lassen schon rein arithmetische Überlegungen erkennen, wie die Überzähligen in diesem Sinne am zweckmäßigsten ausgewählt werden.

Schon diese wenigen Angaben werden ausreichen, alle die, welche mit statischen Fragen, namentlich der Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Systeme zu tun haben, auf das Bleichsche Buch hinzuweisen. Sie werden aus ihm nicht nur ausreichende Belehrung schöpfen, sondern an seiner Hand auch unmittelbar in die Lage versetzt werden, schwierige statische Berechnungen auf einem oft einfacheren Wege zu lösen, als es bisher gegeben war. Deshalb verdient das Buch weiteste Verbreitung und wärmste Empfehlung.

M. F.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: M. Foerster, Dresden-Blasewitz. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.